

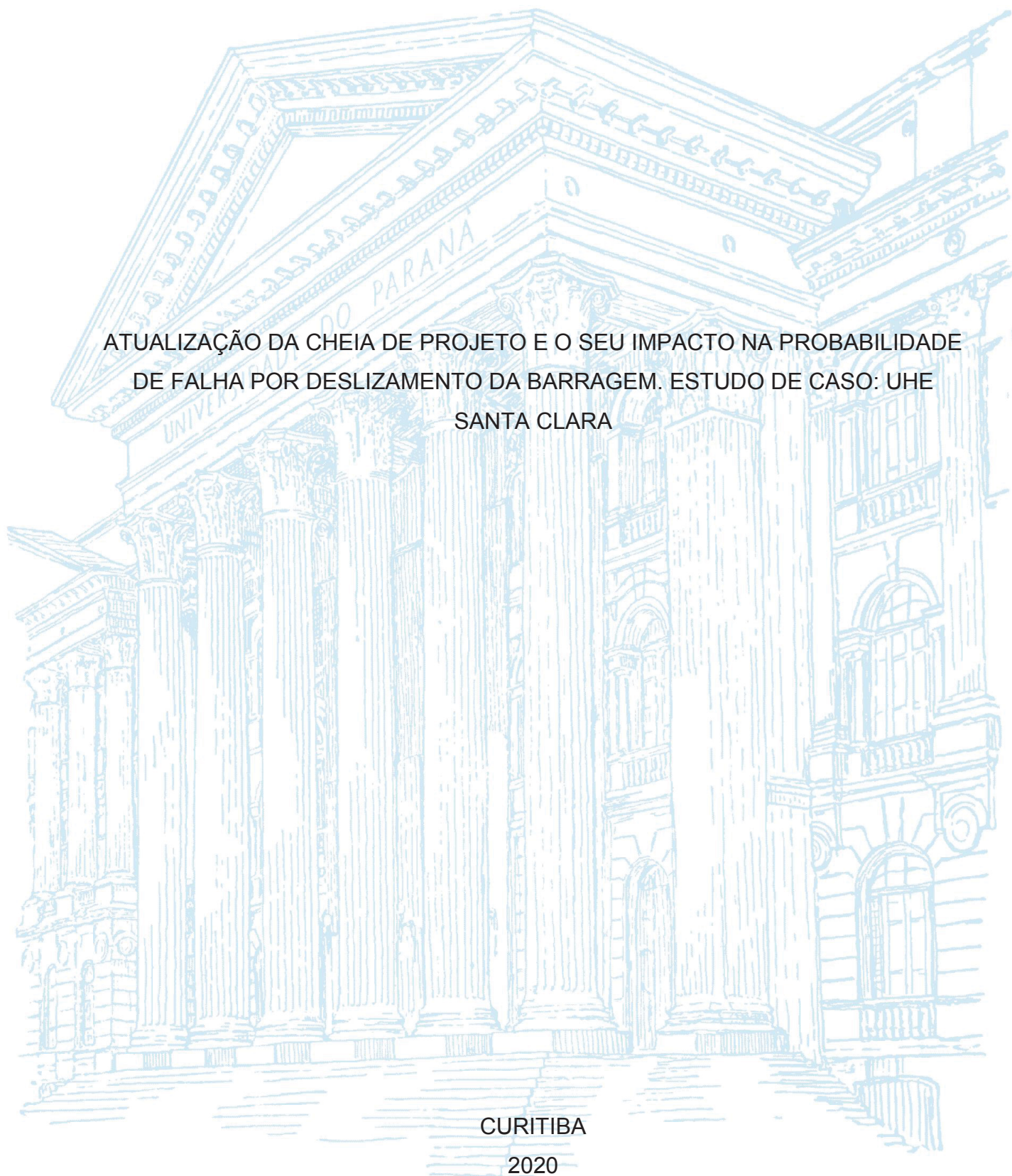
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

RONALD ALBERTS

ATUALIZAÇÃO DA CHEIA DE PROJETO E O SEU IMPACTO NA PROBABILIDADE
DE FALHA POR DESLIZAMENTO DA BARRAGEM. ESTUDO DE CASO: UHE
SANTA CLARA

CURITIBA

2020



RONALD ALBERTS

ATUALIZAÇÃO DA CHEIA DE PROJETO E O SEU IMPACTO NA PROBABILIDADE
DE FALHA POR DESLIZAMENTO DA BARRAGEM. ESTUDO DE CASO: UHE
SANTA CLARA

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. José Marques Filho

CURITIBA

2020

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

A334a Alberts, Ronald
Atualização da cheia de projeto e o seu impacto na probabilidade de falha por deslizamento da barragem. Estudo de caso: UHE Santa Clara [recurso eletrônico] / Ronald Alberts. – Curitiba, 2020.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2020.

Orientador: José Marques Filho.

1. Mudanças climáticas. 2. Barragens e açudes - Segurança. 3. Barragens de concreto. I. Universidade Federal do Paraná. II. Marques Filho, José. III. Título.

CDD: 627.80981

Bibliotecária: Vanusa Maciel CRB- 9/1928



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SETOR DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA DE
CONSTRUÇÃO CIVIL - 40001016049P2

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de **RONALD ALBERTS** intitulada: **ATUALIZAÇÃO DA CHEIA DE PROJETO E O SEU IMPACTO NA PROBABILIDADE DE FALHA POR DESLIZAMENTO DA BARRAGEM. ESTUDO DE CASO: UHE SANTA CLARA**, sob orientação do Prof. Dr. JOSÉ MARQUES FILHO, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 09 de Junho de 2020.

Assinatura Eletrônica

13/07/2020 14:13:23.0

JOSÉ MARQUES FILHO

Presidente da Banca Examinadora (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

13/07/2020 20:54:00.0

NAYARA SOARES KLEIN

Avaliador Interno (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Assinatura Eletrônica

31/08/2020 20:52:57.0

JOÃO ELIAS ABDALLA FILHO

Avaliador Externo (PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO PARANÁ)

Dedico este trabalho a Deus, que me deu forças para vencer todas as dificuldades e que iluminou o meu caminho para que eu pudesse chegar até aqui.

AGRADECIMENTOS

À Deus, pela vida, bênção e proteção.

Aos meus pais, por todo amor e carinho.

A minha esposa Naiade que não mediu esforços para me ajudar.

Ao meu irmão Marco, por ser apoio e alegria desde a nossa infância.

Ao meu orientador, José Marques Filho por todo auxílio prestado.

Aos meus familiares e amigos, os quais tornaram este caminho mais alegre.

Tudo o que fizerem, façam de todo o coração, como para o Senhor, e não para os homens, sabendo que receberão do Senhor a recompensa da herança. É a Cristo, o Senhor, que vocês estão servindo.

(Colossenses 3:23-24)

RESUMO

Mudanças climáticas que podem estar afetando o comportamento das precipitações, tornando-as mais intensas, vem sendo constatadas em várias partes do mundo. O Brasil, por contar com um vasto número de barragens, pode ser um dos países fortemente impactados por estas mudanças. A avaliação de riscos, neste contexto, é fundamental para que seja possível avaliar se as barragens existentes, e as que serão construídas, atendem aos critérios de segurança, ou se necessitam de reforços e aumento na sua capacidade de vertimento. Na análise de riscos é necessário empregar métodos probabilísticos para considerar a grande variabilidade dos parâmetros envolvidos e quantificar as incertezas que são desconsideradas pelos métodos determinísticos. Nesta dissertação foi realizado um estudo de caso da UHE Santa Clara para analisar se houve mudanças nas vazões de projeto e os impactos que estas variações podem ocasionar na probabilidade de ruptura da barragem. As vazões máximas determinadas na época da construção da barragem foram confrontadas com as vazões encontradas ao se atualizar os estudos hidrológicos. Diante dos resultados foi possível constatar que houve um aumento nas vazões. O Método de Monte Carlo foi utilizado para estabelecer uma curva correlacionando a vazão afluente com a probabilidade de falha permitindo calcular, para todos os tempos de retorno, a probabilidade de falha por deslizamento da barragem.

Palavras-chave: Probabilidade de falha, estabilidade de barragens, segurança ao deslizamento, mudanças climáticas, aumento dos fluxos fluviais.

ABSTRACT

Climatic changes that may be affecting the behavior of precipitations, making them more intense, have been observed in several parts of the world. Brazil, having a vast number of dams, may be one of the countries strongly impacted by these changes. Risk assessment, in this context, is essential to assess whether existing dams and those that will be built meet safety criteria, or whether they need reinforcement or an increase in their discharge capacity. In risk analysis, it is necessary to employ probabilistic methods to consider the great variability of the parameters involved and quantify the uncertainties that are disregarded by deterministic methods. In this dissertation, a case study of Santa Clara HPP was carried out to analyze if there were changes in the project flows and the impact that these variations can cause at the probability of failure of the dam. The maximum flows determined at the time of the construction of the dam were compared with the flows found then updating the hydrological studies. In view of the results, it was possible to verify that there was an increase in flow rates. The Monte Carlo Method was used to establish a curve correlating the affluent flow with the failure probability, allowing to calculate, for all return times, the failure probability by sliding.

Keywords: Probability of failure, stability of dams, sliding safety, climate change, increase in river flows.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – Relação entre os processos de gerenciamento de riscos.....	29
FIGURA 2 – Estrutura da Política Nacional de Segurança de Barragens.	37
FIGURA 3 – Opções de resposta aos riscos.....	51
FIGURA 4 – Instrumentação de barragens de concreto	56
FIGURA 5 – Instrumentação de barragens de terra/enrocamento	57
FIGURA 6 – Tempo de retorno médio do modelo múltiplo no final do século XXI correspondente à vazão com tempo de retorno de 100 anos no século XX.	58
FIGURA 7 – Anomalia futura de vazão média nas usinas hidrelétricas do SIN.	59
FIGURA 8 – Impacto devido à urbanização	60
FIGURA 9 – Evolução do uso e cobertura da terra na bacia do rio iguaçu.	61
FIGURA 10 – Distribuição das classes de uso do solo na Bacia do Rio Jordão	61
FIGURA 11 – Carregamentos atuantes na barragem	68
FIGURA 12 – Distribuição de Carga e Resistência para mesmo Fator de Segurança	70
FIGURA 13 – Exemplo de hidrograma de cheia e leituras pontuais	81
FIGURA 14 – Perfil do Vertedouro	83
FIGURA 15 – Origem da Crista.....	84
FIGURA 16 – Localização da UHE Santa Clara.....	91
FIGURA 17 – Imagem aérea da barragem da UHE Santa Clara	91
FIGURA 18 – Área de drenagem da UHE Santa Clara.....	92
FIGURA 19 – Embasamento Litológico do Paraná.	93
FIGURA 20 – Perfil da barragem	95
FIGURA 21 – Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica.....	116
FIGURA 22 – Planilha utilizada nas simulações	118
FIGURA 23 – Exemplo de planilha de resultados obtidos.....	118

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 – Número de barragens por uso no mundo	27
GRÁFICO 2 – Número de barragens por tipo	28
GRÁFICO 3 – Percentual das causas responsáveis pela ruptura de barragens.....	32
GRÁFICO 4 – Frequência de falha de barragem por ano	47
GRÁFICO 5 – Diretrizes de risco de segurança de barragens.....	50
GRÁFICO 6 – Probabilidade de ruptura em função do índice de confiabilidade.....	72
GRÁFICO 7 – Coeficiente de descarga nominal	86
GRÁFICO 8 – Coeficiente de descarga para diferentes inclinações do paramento. .	87
GRÁFICO 9 – Coeficiente de descarga para outras lâminas de água	87
GRÁFICO 10 – Diagrama de contribuição da análise local até 1997	99
GRÁFICO 11 – Diagrama de contribuição da análise local até 2018.....	100
GRÁFICO 12 – Diagrama de contribuição da análise regional até 1997	103
GRÁFICO 13 – Diagrama de contribuição da análise regional até 2018	104
GRÁFICO 14 – Curva de descarga do vertedouro da UHE Santa Clara	108
GRÁFICO 15 – Curva de descarga no eixo da barragem da UHE Santa Clara.....	109
GRÁFICO 16 – Coesão da interface concreto rocha	111
GRÁFICO 17 – Tangente do Ângulo de atrito da interface concreto rocha.....	112
GRÁFICO 18 – Peso específico CCV	113
GRÁFICO 19 – Peso específico CCR	114
GRÁFICO 20 – Eficiência de drenagem.....	115
GRÁFICO 21 – Ação sísmica.....	116
GRÁFICO 22 – Vazão X Probabilidade de falha	121

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – Modos de falha para diferentes tipos de barragens.....	31
QUADRO 2 – Modos típicos de falhas de barragens	33
QUADRO 3 – Níveis de Avaliação de Riscos.....	36
QUADRO 4 – Metodologias para análise de risco	38
QUADRO 5 – Quadro de classificação – Características Técnicas	39
QUADRO 6 – Quadro de classificação – Estado de Conservação	40
QUADRO 7 – Quadro de classificação – Plano de Segurança de Barragem	41
QUADRO 8 – Quadro de classificação – Dano potencial associado.....	44
QUADRO 9 – Taxa de mortalidade recomendadas para estimar a perda de vidas resultantes da falha da barragem.....	49
QUADRO 10 – Cheias analisadas da estação Santa Clara	100
QUADRO 11 – Resultados para a série até 1997	120
QUADRO 12 – Resultado da série atualizada até 2018.....	120
QUADRO 13 – Coeficientes do Polinômio vazão x probabilidade de falha	122

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – Matriz de classificação quanto à Categoria de Risco	43
TABELA 2 – Matriz de classificação quanto ao Dano Potencial Associado	45
TABELA 3 – Matriz de categoria de risco e dano potencial associado	45
TABELA 4 – Matriz de classificação de barragens.....	45
TABELA 5 – Índice de incidentes nos EUA e em 43 países associados ao ICOLD..	48
TABELA 6 – Periodicidade das Inspeções de Segurança Regulares de Barragem..	55
TABELA 7 – Fatores de Segurança à Flutuação.....	66
TABELA 8 – Fatores de Segurança ao Tombamento	67
TABELA 9 – Fatores de redução da resistência do atrito e da coesão	68
TABELA 10 – Valores de β para cada probabilidade de falha	72
TABELA 11 – Valores de X_c , Y_c , R_1 e R_2	83
TABELA 12 – Valores de K e n	84
TABELA 13 – Coeficientes k_p do pilar.	88
TABELA 14 – Coeficientes k_a dos encontros do vertedouro.	89
Tabela 15 – Características das séries de vazões máximas anuais	98
TABELA 16 – Vazões máximas da análise local das estações até 1997	98
TABELA 17 – Vazões máximas da análise local das estações até 2018.....	99
TABELA 18 – Vazões máximas da análise local da UHE Santa Clara até 1997.....	101
TABELA 19 – Vazões máximas da análise local da UHE Santa Clara até 2018.....	101
TABELA 20 – Vazões máximas da análise regional das estações até 1997	102
TABELA 21 – Vazões máximas da análise regional das estações até 2018	103
TABELA 22 – Vazões máximas da análise regional da UHE Santa Clara até 1997	104
TABELA 23 – Vazões máximas da análise regional da UHE Santa Clara até 2018	105
TABELA 24 – Vazões máximas adotadas da UHE Santa Clara até 1997	106
TABELA 25 – Vazões máximas adotadas da UHE Santa Clara até 2018	106
TABELA 26 – Dados básicos do vertedouro	107
TABELA 27 – Tabela de descarga do vertedouro	107
TABELA 28 – Variação do NAM no eixo da barragem.....	108
TABELA 29 – Tabela de descarga no eixo da barragem da UHE Santa Clara	109
TABELA 30 – Variação do NAJ no eixo da barragem	109

TABELA 31 – Parâmetros geotécnicos	110
TABELA 32 – Parâmetros da barragem.....	112
TABELA 33 – Densidade do CCR da barragem de derivação do rio Jordão e da UHE Salto Caxias	113
TABELA 34 – Probabilidade de falha dos tempos de retorno	123
TABELA 35 – Variação da vazão e da probabilidade de falha	123

LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

ABNT	–	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AD	–	Área de Drenagem
ALARP	–	As Low as Reasonably Practicable
ANA	–	Agência Nacional de Águas
ANEEL	–	Agência Nacional de Energia Elétrica
ANM		Agência Nacional de Mineração
CCR	–	Concreto Compactado com Rolo
CFBR	–	Comité Français des Barrages et Réservoirs
CMP	–	Cheia Máxima Provável
CNRH	–	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
DNPM	–	Departamento Nacional de Produção Mineral
FAP	–	Função Acumulada de Probabilidades
FEMA	–	Federal Emergency Management Agency
HEC	–	Hydrologic Engineering Center
IBAMA	–	Instituto Brasileiro do Meio Ambiente
ICOLD	–	International Commission on Large Dams
INPE	–	Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais
JCSS	–	Joint Committee on Structural Safety
NAJ	–	Nível de Água de Jusante
NAM	–	Nível de Água Máximo Normal no Reservatório
NID	–	National Inventory of Dams
NVE	–	Norwegian Water Resources and Energy Directorate
PAE	–	Plano de Ação Emergencial
PMBOK	–	Project Management Body of Knowledge
PMI	–	Project Management Institute
PNSB	–	Plano Nacional de Segurança de Barragens
SIN	–	Sistema Interligado Nacional
TR	–	Tempo de Retorno
UHE	–	Usina Hidrelétrica
USACE	–	Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos

LISTA DE SÍMBOLOS

Σ	–	Somatório de números
γ	–	Peso específico
φ	–	Ângulo de atrito
c	–	Coesão
σ_m	–	Desvio padrão
σ		Tensão normal
τ		Tensão tangencial

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	20
1.1	FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	22
1.2	JUSTIFICATIVAS	23
1.2.1	Tecnológicas.....	23
1.2.2	Econômicas	23
1.2.3	Sociais	24
1.2.4	Ambientais	24
1.2.5	Atualizacionais	25
1.3	OBJETIVO	25
1.4	DELIMITAÇÃO DO TRABALHO	25
1.5	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	25
2	REVISÃO DE LITERATURA.....	27
2.1	BARRAGENS	27
2.1.1	Dimensão.....	27
2.1.2	Uso	27
2.1.3	Material de construção.....	28
2.1.4	Tipo.....	28
2.1.5	Ruptura de Barragens.....	28
2.2	GERENCIAMENTO DE RISCOS.....	29
2.2.1	Planejamento do Gerenciamento	30
2.2.2	Identificação dos Riscos	31
2.2.2.1	Identificar modos de falha.....	31
2.2.2.2	Identificar danos potenciais.	35
2.2.3	Análise dos Riscos.....	35
2.2.3.1	Análise qualitativa	37
2.2.3.2	Análise quantitativa.....	46
2.2.4	Planejamento das respostas.....	51
2.2.4.1	Evitar.....	52
2.2.4.2	Transferir	52
2.2.4.3	Mitigar	52
2.2.4.4	Aceitar.....	53
2.2.5	Controle dos riscos	54

2.2.5.1	Auscultação	54
2.3	MUDANÇAS CLIMÁTICAS	57
2.4	OCUPAÇÃO DO SOLO	60
2.5	ESTABILIDADE DE BARRAGENS	62
2.5.1	Níveis de água	62
2.5.2	Cheia de projeto da barragem	62
2.6	AÇÕES DE PROJETO	62
2.6.1	Cargas permanentes	63
2.6.1.1	Peso próprio	63
2.6.1.2	Cargas diversas	63
2.6.2	Pressões e Empuxos Hidrostáticos	63
2.6.3	Pressões Hidrodinâmicas	63
2.6.4	Pressões de material assoreado	64
2.6.5	Pressões Dinâmicas de material assoreado	64
2.6.6	Empuxos de aterro	64
2.6.7	Pressões Dinâmicas de Aterros	64
2.6.8	Subpressão	65
2.7	CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO	65
2.7.1	Caso de Carregamento Normal – CCN	65
2.7.2	Caso de Carregamento Excepcional – CCE	65
2.7.3	Caso de Carregamento Limite – CCL	65
2.7.4	Caso de Carregamento de Construção – CCC	66
2.8	ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRURAS DE CONCRETO	66
2.8.1	Segurança à Flutuação	66
2.8.2	Segurança ao Tombamento	67
2.8.3	Segurança ao Deslizamento	67
2.9	CONFIABILIDADE E SEGURANÇA	69
2.9.1	Fator de segurança	69
2.9.2	Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Ruptura	71
2.9.3	Método de Monte-Carlo	72
2.10	ESTUDO DE VAZÕES MÁXIMAS	73
2.10.1	Análise local de frequência de cheias	74
2.10.2	Verificação dos dados amostrais	74
2.10.2.1	Representatividades	74

2.10.2.2 Aleatoriedade.....	74
2.10.2.3 Independência	75
2.10.2.4 Homogeneidade	75
2.10.2.5 Estacionaridade	75
2.10.2.6 Pontos amostrais atípicos.....	75
2.10.3 Distribuições estatísticas	75
2.10.3.1 Distribuição de Gumbel.....	76
2.10.3.2 Distribuição Exponencial.....	77
2.10.3.3 Distribuição Generalizada de Eventos Extremos - GEV	78
2.10.4 Testes de aderência e Distribuição de Vazões.....	80
2.10.5 Análise regional de frequência de cheias	80
2.10.6 Vazões instantâneas.....	80
2.10.6.1 Método de Fuller	81
2.10.6.2 Método de Sangal.....	82
2.11 VERTEDOUROS DE SOLEIRA LIVRE	82
2.11.1 Perfil do vertedouro.....	82
2.11.2 Vazão em vertedouros não controlados	84
2.11.3 Carga de projeto	84
2.11.4 Coeficiente de descarga	85
2.11.5 Coeficiente de contração	88
3 ESTUDO DE CASO.....	90
3.1 SELEÇÃO DO CASO OU AMOSTRA	90
3.2 CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS.....	90
3.2.1 Área de Drenagem.....	92
3.2.2 Reservatório	94
3.2.3 Vazões de Projetos.....	94
3.2.4 Barragem / Soleira Vertente	94
4 METODOLOGIA.....	96
4.1 HIDROLOGIA	96
4.1.1 Dados Fluviométricos Disponíveis	97
4.1.1.1 Estudo de Vazões Máximas – Análise Local	97
4.1.1.2 Estudo de Vazões Máximas – Análise Regional.....	102
4.1.1.3 Vazões Máximas Adotadas	105
4.2 HIDRÁULICA	107

4.2.1	Curva de descarga do vertedouro (NAM).	107
4.2.2	Curva de descarga no eixo da barragem (NAJ).	108
4.3	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS	110
4.3.1	Coesão da interface concreto rocha	110
4.3.2	Ângulo de atrito da interface concreto rocha	111
4.4	PARÂMETROS DA BARRAGEM	112
4.4.1	Peso específico CCV	112
4.4.2	Peso específico CCR.....	113
4.4.3	Eficiência de drenagem	114
4.4.4	Ação Sísmica.....	115
4.5	ESTABILIDADE	117
4.6	SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO.....	117
5	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	120
5.1	VAZÃO X PROBABILIDADE DE FALHA.....	121
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	125
6.1	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	126
	REFERÊNCIAS.....	128
	APÊNDICE 1 – VAZÕES MÁXIMAS ANUAIS DOS POSTOS FLUVIOMÉTRICOS SELECIONADOS.....	136
	APÊNDICE 2 – VAZÕES OBTIDAS PELA COPEL E POR ESTA DISSERTAÇÃO PARA DIFERENTES TEMPOS DE RETORNO NO EIXO DA UHE SANTA CLARA PARA A SÉRIES DE VAZÕES DISPONÍVEIS EM 1997	138
	ANEXO 1 – ESTAÇÕES FLUVIOMÉTRICAS UTILIZADAS NA ANÁLISE REGIONAL DE VAZÕES MÁXIMAS	139
	ANEXO 2 – ENSAIOS DE CISALHAMENTO “IN SITU” EM MATERIAIS BASÁLTICOS	140

1 INTRODUÇÃO

Existem atualmente mais de 59 mil grandes barragens em operação no mundo. Essas atuam na regularização da vazão dos rios, controle de inundações, navegação, geração de energia elétrica e mitigação dos efeitos das secas, fornecendo água para irrigação, dessedentação de animais e consumo humano. Dentre os países com o maior número de barragens destacam-se em ordem decrescente: China, Estados Unidos, Índia, Japão e Brasil (ICOLD, 2019).

A segurança destas estruturas é função da máxima ação que lhe pode ser imposta e da sua capacidade de suportar tal aplicação de forças. Visto que é extremamente difícil determinar a máxima ação que será aplicada sobre uma estrutura durante a sua vida útil, assim como a exata capacidade de resistir a estas ações, é impossível garantir a sua absoluta segurança. Essa pode apenas ser garantida em termos da probabilidade de que a aptidão da estrutura seja suficiente para resistir à máxima ação que lhe será imposta (MOTTA; MALITE, 2002), sempre havendo a possibilidade de que uma combinação de fatores cause um desempenho insatisfatório (PERINI, 2009).

Diante disso, os riscos associados ao projeto, construção e operação de barragens, precisam ser gerenciados de modo a minimizar as incertezas, visto que não há como eliminá-las (MI, 2002). A documentação das lições apreendidas e os estudos acerca dos acidentes ocorridos contribuem permanentemente para o desenvolvimento de melhores práticas, além de auxiliar no gerenciamento dos riscos a que os *stakeholders*¹ estarão expostos (ELETROBRÁS, 2003).

O rompimento de uma barragem na maioria das vezes causa grandes impactos, sendo fundamental o gerenciamento dos seus riscos (MI, 2002). Um acidente amplamente documentado e estudado foi o da ruptura da Barragem de Teton, em 1976. Após a ruptura o *US Bureau of Reclamation*, foi incumbido de elaborar uma metodologia de análise de risco para barragens nos EUA. O Programa de Segurança de Barragens foi implementado dois anos mais tarde, em 1978 (LUO et al., 2012; USBR, 1996).

Com a ruptura dos diques em *New Orleans*, em 2005, constatou-se que os níveis de risco mudam ao longo do tempo por razões como: uso e ocupação do solo,

¹ Pessoas, grupos ou organizações que de alguma forma têm alguma ligação com o projeto.

degradação estrutural e mudanças climáticas. Além disso, os impactos também variam em virtude do crescimento populacional, influenciando o número de pessoas atingidas direta ou indiretamente pela barragem. Por conseguinte, as análises de risco precisam ser atualizadas à medida que novas informações são disponibilizadas (ASCE, 2007; ENVIRONMENT AGENCY, 2013a).

Um estudo que comparou a vazão de projeto² do vertedouro da UHE Salto Curucaca, calculada com os dados disponíveis até o ano da sua construção (1982), com a série atualizada até o ano de 2014 obteve um aumento de 81% na vazão da TR 10.000 (tempo de retorno da vazão). Tal constatação revela a importância da atualização dos estudos hidrológicos das barragens, principalmente pelos seus impactos na estabilidade da barragem e capacidade de descarga do vertedouro (RIVAS; ZAPZALKA, 2017).

O Brasil, por contar com vastos recursos hídricos, possui um número expressivo de barragens. Mesmo com esse grande número, ao se analisar o histórico, conclui-se que têm ocorrido poucos acidentes, demonstrando o excelente padrão técnico das obras no país (MI, 2002).

Corroborando com a segurança, em 2010, por meio da Lei nº12.334, estabeleceu-se a Política Nacional de Segurança de Barragens. Um dos objetivos estabelecidos foi o de fomento à cultura de segurança de barragens e gestão de riscos no Brasil.

Após o rompimento da barragem de Fundão, em 2015, e Brumadinho, em 2019, o tema adquiriu um enfoque ainda maior por parte das autarquias federais como ANA, ANEEL, ANM e CONFEA, assim como pelas empresas públicas e privadas dos setores envolvidos (ALVES, 2019). Dessa forma, é preciso estudar os riscos de maneira aprofundada para que, durante a elaboração dos projetos, seja dado um enfoque especial aos pontos que apresentam maior probabilidade de falha e para que se obtenha a maior redução de riscos possível com o orçamento disponibilizado (FERC, 2016).

Segundo Perini (2009), a avaliação de riscos ainda se encontra em fase de aperfeiçoamento para aplicação em segurança de barragens. Entretanto, abordagens com base nos riscos já vêm sendo consideradas por várias organizações, respaldando

² Vazão utilizada no dimensionamento das estruturas vertentes da barragem. É determinada de acordo com o tempo de retorno adotado.

a tomada de decisões, de modo a reduzir o grau de incerteza dos projetos e a influência da parcialidade (PMI, 2017).

De acordo com Caldeira e Neves (2014), existe hoje um desfasamento no que diz respeito aos conceitos de segurança estrutural usados nas barragens e os que são aplicados em outras obras de engenharia civil. No domínio das barragens, a prática da análise da segurança permanece associada a conceitos simples, tais como o do coeficiente global de segurança, utilizando como referência os fatores apresentados na publicação da Eletrobrás (2003). Porém, segundo Aoki (2008), um fator de segurança maior que um não garante que a obra não venha a ruir pelo fato de que tanto as ações quanto as resistências são variáveis, expressas por funções estatísticas de densidades de probabilidade. Portanto, a simples aplicação dos fatores de segurança pode levar a uma probabilidade de ruína inaceitável.

Ditlevsen (1997) apresentou exemplos que demonstraram que a adoção de valores fixos de fatores de segurança leva a níveis não uniformes de confiabilidade. Como resultado, projetistas sugeriram análises de estabilidade probabilísticas, considerando incertezas decorrentes de um número limitado de amostras e da grande variabilidade dos parâmetros, permitindo, através do índice de confiabilidade (β) e da probabilidade de falha ou ruptura (PF), quantificar incertezas desconsideradas nos métodos determinísticos (GERSCOVICH, 2016).

Uma das formas de realizar estas análises probabilísticas é por meio do método de Monte Carlo, em que são definidas funções de densidade de distribuição de probabilidade para os parâmetros. A partir delas são geradas inúmeras combinações, resultando em uma amostra que permite calcular a probabilidade de falha da barragem (ENVIRONMENT AGENCY, 2013b).

De tal modo, devido a relevância do tema, este trabalho realiza um estudo de caso que analisa o impacto da atualização da série hidrológica na probabilidade de falha por deslizamento do vertedouro da UHE Santa Clara.

1.1 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

A situação descrita mostra o afastamento da prática da avaliação da segurança nas barragens em relação aos conceitos aplicados na análise corrente da segurança estrutural, baseados numa abordagem semi-probabilística (CALDEIRA; NEVES, 2014). Também é evidenciado a importância da reavaliação dos riscos das

barragens devido às mudanças no ambiente em que está inserida. Desta forma este trabalho busca responder a seguinte pergunta:

Qual o impacto que a atualização da cheia de projeto de uma usina pode ter na probabilidade de falha de uma barragem?

1.2 JUSTIFICATIVAS

No XXXII – Seminário Nacional de Grandes Barragens, um importante evento na área de segurança de barragens, realizado em março de 2019, na cidade de Salvador, o tema 121 proposto foi: avaliação do efeito das mudanças climáticas na segurança de empreendimentos hidráulicos, demonstrando a importância do tema no contexto atual. Neste subcapítulo exprimem-se as demais justificativas para o desenvolvimento deste trabalho.

1.2.1 Tecnológicas

O resultado obtido a partir do dimensionamento de uma barragem, depende da correta adoção dos dados de entrada, para que a estrutura seja analisada da maneira mais fidedigna com o comportamento que apresentará durante a sua vida útil. A utilização de modelos probabilísticos colabora para a adoção de métodos que permitam a inserção de curvas de distribuição de probabilidade nos dados de entrada, ao invés de um único valor. Ademais, a análise de estabilidade determinística não fornece nada além do valor do fator de segurança (AOKI, 2008).

1.2.2 Econômicas

Além do custo óbvio da perda da estrutura e na sua substituição, o rompimento de uma barragem pode provocar impactos significativos na economia da região, devido à paralisação de geração de energia elétrica e restrição de água para aplicações industriais e agrícolas. De acordo com Makaron (2012), a construção de uma Hidrelétrica é um investimento que implica em muitos riscos aos empreendedores, visto que são investimentos muito sensíveis à variação do valor final do projeto. Desta forma, é fundamental realizar o rigoroso planejamento e controle da sua construção, assim como estudos em relação aos impactos que sua implementação pode causar.

O dimensionamento pelo método determinístico impede a comparação da confiabilidade entre estruturas. Assim como a tensão suportada por uma corrente é determinada pela resistência do seu elo mais fraco, toda barragem é composta por diferentes estruturas, podendo a ruptura de qualquer uma delas levar a consequências desastrosas. Logo é fundamental que se possam realizar comparações da confiabilidade das estruturas de modo que os recursos disponíveis sejam aplicados no elo mais fraco. As técnicas probabilísticas contribuem justamente para que seja possível classificar as estruturas de acordo com a sua confiabilidade.

1.2.3 Sociais

Ao longo de mais de 4000 anos, barragens e reservatórios têm sido utilizados como ferramentas para a administração dos extremos do ciclo hidrológico. Mesmo assim, quase 750 milhões de pessoas no mundo têm dificuldade em obter água adequada para o consumo (WHO, 2014).

O Brasil tem grande parte de sua energia elétrica gerada a partir de fontes renováveis. Em 2018, 66,6% da energia foi gerada por usinas hidrelétricas, proporcionando indicadores de emissões de CO₂ muito menores do que a média mundial (EPE, 2019). Porém, para que esta fonte tenha um aproveitamento ótimo, é necessário realizar o armazenamento de um volume de água para obter um determinado grau de regularização da vazão (SCHREIBER, 1977).

Entretanto, a recorrência de rupturas das barragens com efeitos catastróficos tem sido foco de atenção crescente no mundo todo, uma vez que a sociedade tem se tornado cada vez menos tolerante a falhas. Visto que é extremamente afetada por estes eventos devido à perda de bens materiais, desabastecimento de água potável, falta de energia, e principalmente à perda de vidas (CALDEIRA, 2008).

1.2.4 Ambientais

O rompimento de uma barragem causa impactos ambientais significativos nos ecossistemas afetados. Dentre eles, impactos à vegetação natural, às áreas de preservação permanente, pela devastação de matas ciliares e aporte de sedimentos, à ictiofauna, devido ao assoreamento do leito dos rios e aumento da quantidade de sólidos em suspensão no corpo d'água e impactos à fauna pela dizimação dos animais nas margens tomadas pela onda de cheia (IBAMA, 2015).

Neste sentido, destaca-se a importância do avanço dos estudos de análise de risco procurando determinar a probabilidade de ruptura e colaborando para a elaboração de Planos de Ações Emergenciais.

1.2.5 Atualizacionais

Devido à grande variabilidade temporal e espacial das vazões dos rios é importante que se atualize a cheia de projeto das usinas hidrelétricas sempre que novos dados de vazão forem disponibilizados. Esta atualização pode implicar em mudanças no nível máximo máximo, nos esforços aplicados na barragem, e, conseqüentemente, na probabilidade de falha da barragem (MATSUMURA; THIAGO FERREIRA, 2018).

1.3 Objetivo

O objetivo desta dissertação é determinar a influência da atualização da cheia de projeto na probabilidade de falha por deslizamento de uma barragem de concreto.

1.4 DELIMITAÇÃO DO TRABALHO

A probabilidade de falha foi calculada apenas em relação às ameaças externas, usando a análise de Monte Carlo, visto que não há método analítico equivalente para estimar a probabilidade de falha por causa de ameaças internas (ENVIRONMENT AGENCY, 2013b).

A análise de estabilidade global foi realizada de acordo com a formulação da Eletrobrás avaliando a segurança ao deslizamento, sem considerar a abertura de fissura à montante e limitando-se à região da interface entre o concreto e a fundação.

Não serão realizadas análises das tensões nas estruturas de concreto nem na base das fundações.

O escopo não inclui a análise dos impactos do rompimento da barragem.

1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Todo capítulo é brevemente descrito com o intuito de fornecer uma visão geral desta dissertação.

No Capítulo 1, é apresentado o problema de pesquisa, objetivos, bem como as principais justificativas para a realização deste estudo.

O Capítulo 2 contém a revisão bibliográfica, discorrendo sobre o gerenciamento de riscos de barragens, ações a que está sujeita, conceitos de hidráulica e hidrologia ligados aos projetos de barragens.

O Capítulo 3 trata sobre o estudo de caso desta dissertação, descrevendo e listando as principais características da barragem analisada.

No Capítulo 4 são abordados os procedimentos metodológicos empregados, retratando a coleta e geração de dados e as modelagens realizadas.

No Capítulo 5 discorre-se sobre resultados deste estudo com base nas análises de estabilidade, considerando a probabilidade de ruptura na época da construção da hidrelétrica e atualmente.

O Capítulo 6 apresenta as considerações finais acerca da pesquisa e as recomendações para trabalhos futuros.

2 REVISÃO DE LITERATURA

Segue o referencial teórico do trabalho, que serviu como base para a elaboração desta dissertação.

2.1 BARRAGENS

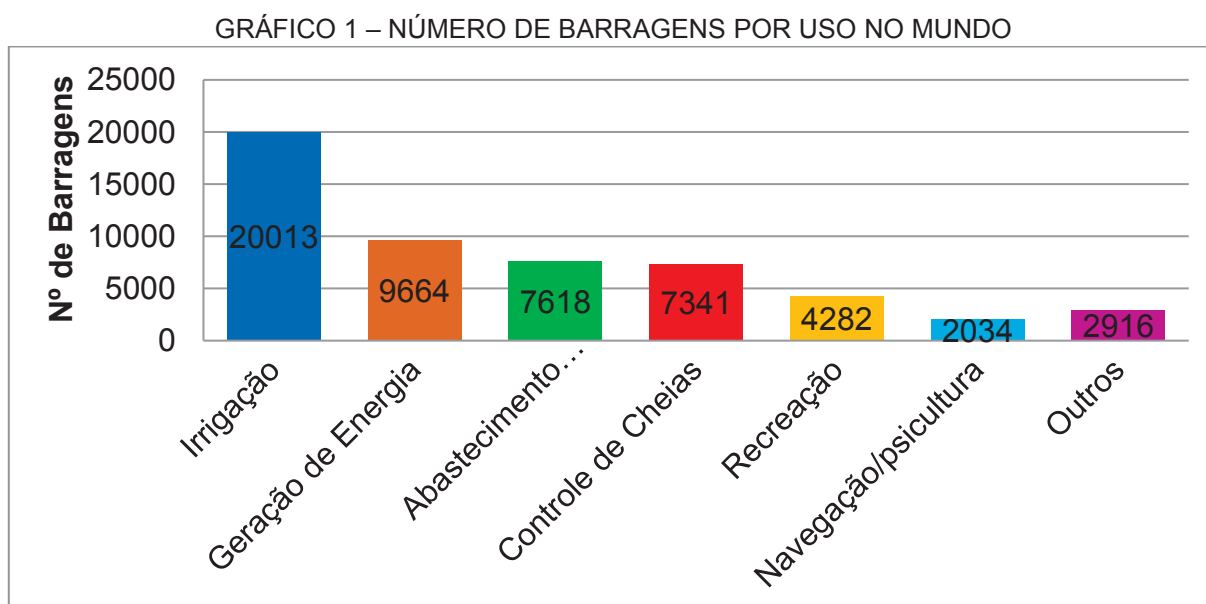
Barragens são estruturas construídas em cursos de água com o objetivo de conter ou acumular substâncias (BRASIL, 2010).

2.1.1 Dimensão

As barragens podem ter algumas centenas de metros de altura. As com mais de 15 metros de altura são classificadas como grandes barragens. As com altura entre 5 e 15 metros apenas são enquadrados neste grupo caso tenham um volume acumulado maior que 3 milhões de metros cúbicos (ICOLD, 2011).

2.1.2 Uso

Podem ser utilizadas para a irrigação, abastecimento humano, recreação, navegação, piscicultura, geração de energia elétrica, contenção de rejeitos de mineração ou resíduos industriais (ANA, 2016a). No GRÁFICO 1 é possível visualizar o número de grandes barragens de acordo com a sua utilização (ICOLD, 2019).



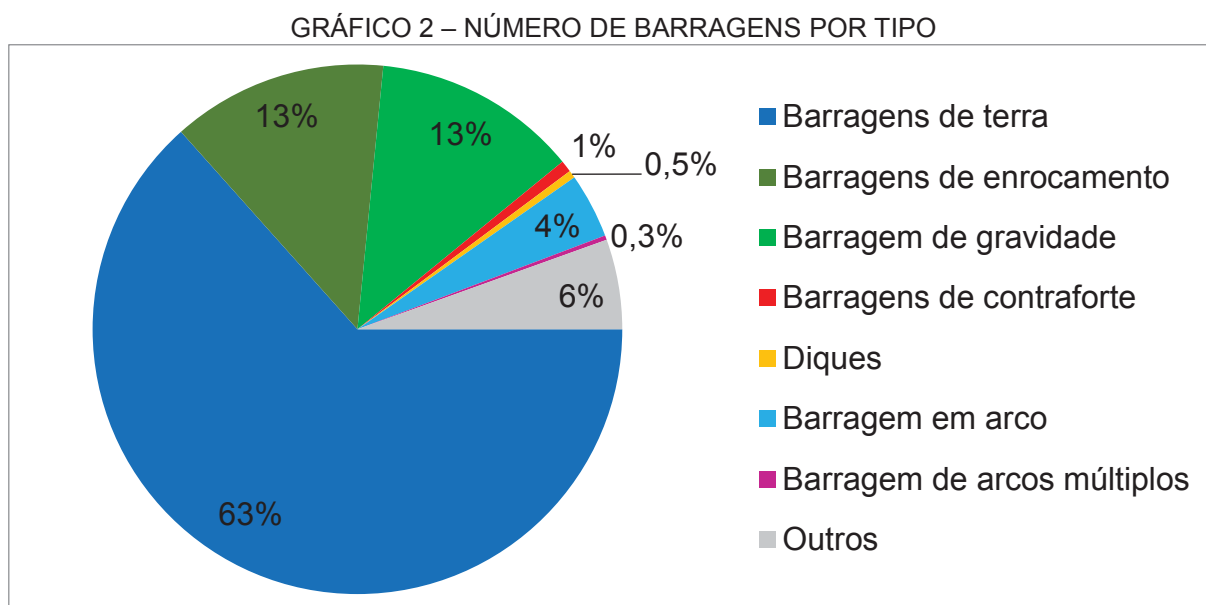
FONTE: (ICOLD, 2019).

2.1.3 Material de construção

Vários materiais podem ser utilizados na construção de barragens como: alvenaria, concreto ciclópico, concreto compactado a rolo, concreto convencional, enrocamento, terra e areia. A disponibilidade desses materiais no entorno do local em que será construída, em volume e qualidade adequados, tem influência direta na escolha do seu tipo (PEREIRA, 2015).

2.1.4 Tipo

O tipo da barragem a ser construída é definido na fase de projeto, de acordo com condicionantes locais. Neste processo busca-se a solução que apresente viabilidade técnica e o menor custo global. Os principais tipos de barragens são as de aterro, concreto-gravidade e concreto em arco (PEREIRA, 2015). No GRÁFICO 2 apresenta-se o percentual de barragens no mundo de cada tipo.



FONTE: (ICOLD, 2019).

2.1.5 Ruptura de Barragens

A resolução nº178/2016 do CNRH, que estabelece diretrizes para implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens, define um acidente como o comprometimento da integridade estrutural com liberação incontrollável do conteúdo do reservatório, ocasionado pelo colapso parcial ou total da barragem, ou estrutura anexa (CNRH, 2016).

2.2 GERENCIAMENTO DE RISCOS

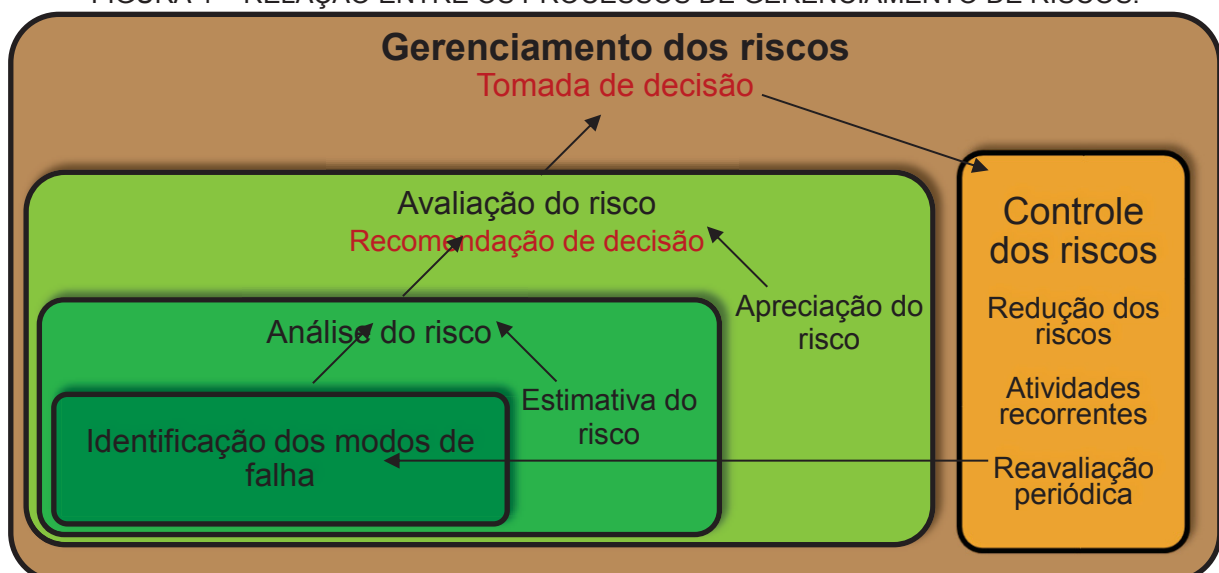
Segundo o PMI (2017), “o risco é um evento ou condição incerta que, se ocorrer, provocará um efeito positivo ou negativo em um, ou mais objetivos do projeto tais como escopo, cronograma, custo e qualidade”.

A gestão de riscos engloba ações de caráter normativo, bem como a aplicação de medidas para prevenção, controle e mitigação de riscos (BRASIL, 2010). O PMI (2017) define para o gerenciamento de riscos os processos de: planejamento, identificação, análise, planejamento das respostas, monitoramento e controle.

A gestão dos riscos de barragens envolve questões de diversas naturezas, exigindo que os sejam geridos de maneira global. Impactando o modo de governança das empresas proprietárias de barragens (PEREIRA, 2015).

Para instituições que fiscalizam ou possuem um grande portfólio de barragens, a análise de riscos serve de apoio para a tomada de decisões. Este apoio se dá pela comparabilidade que a análise de risco proporciona, auxiliando na escolha das melhores alternativas de investimento, considerando a relação custo benefício das ações. Na FIGURA 1 está ilustrado como os processos de gestão de riscos se relacionam entre si (FEMA, 2015).

FIGURA 1 – RELAÇÃO ENTRE OS PROCESSOS DE GERENCIAMENTO DE RISCOS.



FONTE: adaptado de FEMA, (2015).

De acordo com o PMI (2017), a atitude das organizações em relação aos riscos é influenciada por fatores como apetite, tolerância e limite de riscos. Para que tenham sucesso, é essencial que gerenciem os riscos durante todo o projeto.

Dentre os benefícios do gerenciamento dos riscos em barragens estão a transparência em relação às incertezas, a utilização de métodos para a estruturação racional e sistêmica dos processos de tomada de decisão, a realização de estimativas detalhadas das consequências do rompimento da barragem e dos modos de falha. Também inclui a criação de uma base de dados permitindo a comparação entre os riscos, de modo a auxiliar na escolha de medidas que reduzam o risco de maneira eficaz (NZSOLD, 2015), ajudando na gestão do patrimônio, definindo uma estratégia de manutenção e antecipando falhas (PEREIRA, 2015).

Cabe destacar que a análise de riscos aplicada às barragens não busca alterar a prática tradicional de dimensionamento dessas, mas sim aumentar os níveis de segurança e melhorar as condições de funcionamento, fazendo uma gestão eficaz dos recursos disponíveis para a sua construção e manutenção (GOMES et al., 2005).

2.2.1 Planejamento do Gerenciamento

O planejamento define um método, gerando diretrizes para se realizar as atividades ligadas aos demais processos de gerenciamento de riscos do projeto (PMI, 2017). Porém, não é possível estabelecer regras fixas, visto que as condições topográficas, hidrográficas, econômicas e, às vezes, políticas são distintas para cada barragem. O que se adota são apenas sugestões que podem ser consideradas no estudo de um determinado empreendimento (SCHREIBER, 1977).

Nota-se que grande parte dos riscos associados às barragens têm origem nas fases de projeto e construção, que sob a ação de determinadas condições podem implicar no desenvolvimento de um processo de falha (PENNA; ARAGÃO; FUSARO, 2015). Com base nisso, é fundamental que os riscos sejam compreendidos na sua escala temporal de curto, médio e longo prazo, sendo considerados desde o planejamento do empreendimento, pois, podem exigir atores com papéis, funções e prerrogativas das mais variadas (PEREIRA, 2015).

Ciente disso, após a privatização parcial do setor elétrico, a Eletrobrás consolidou no documento “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas” 50 anos de projeto e construção de usinas hidrelétricas, visando à manutenção do padrão de qualidade dos projetos hidrelétricos. Neste documento de orientação, foram estabelecidos critérios para que os projetos sejam desenvolvidos com adequadas condições de qualidade técnica, segurança e custos (ELETROBRÁS, 2003).

2.2.2 Identificação dos Riscos

A identificação de riscos é o processo de busca, reconhecimento e descrição dos riscos. Envolve a identificação das fontes, eventos, causas e potenciais consequências, podendo fazer uso de dados históricos, análises teóricas, opiniões de especialistas, e as necessidades das partes interessadas (ABNT, 2018).

De acordo com Bowles *et al.* (1999) e FEMA (2015), um dos primeiros passos ao se realizar a análise de riscos de uma barragem é identificar os modos de ruptura e definir o nível de detalhamento e complexidade na avaliação dos riscos.

Esta identificação é um processo qualitativo de listagem dos modos potenciais de ruptura, quando um ou uma sequência de eventos necessários para que ocorra a ruptura da barragem acontecem. Ela inclui a relação entre cada um dos modos de ruptura e seus respectivos impactos (MORRIS *et al.*, 2012).

2.2.2.1 Identificar modos de falha

Existem muitos mecanismos que podem provocar a ruptura de uma barragem. No QUADRO 1 os tipos de barragens estão relacionados com os seus respectivos modos de falha.

QUADRO 1 – MODOS DE FALHA PARA DIFERENTES TIPOS DE BARRAGENS

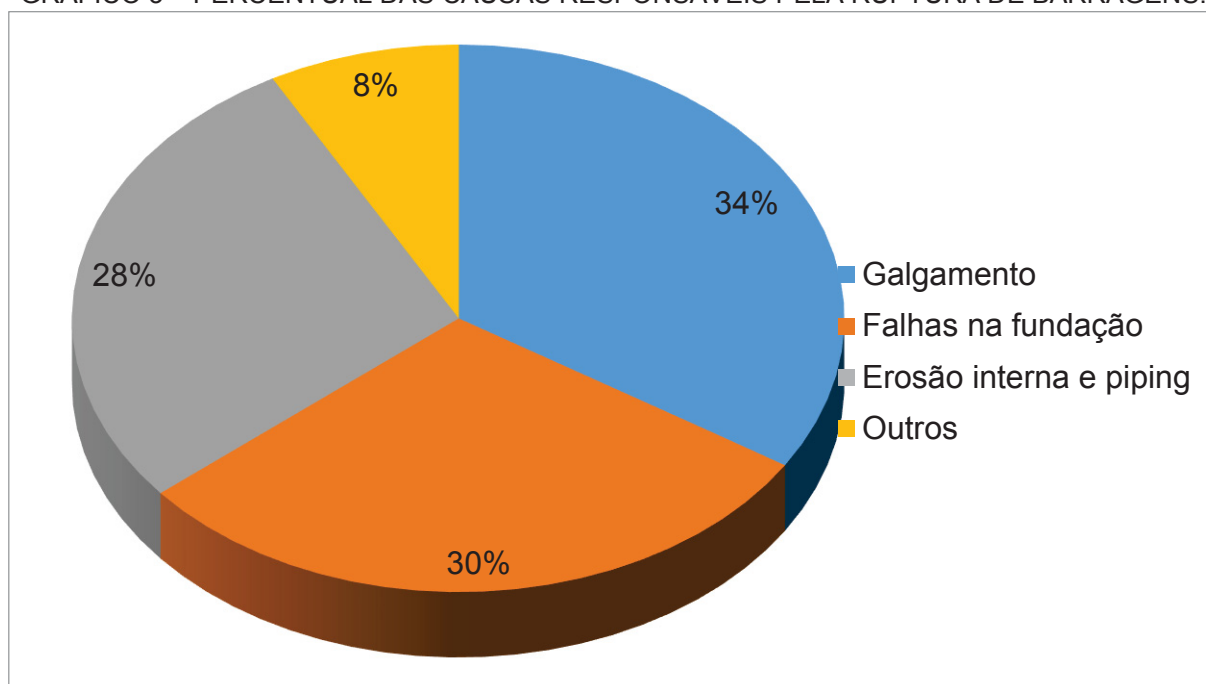
Modo de falha	Tipos de barragens				
	Aterro	Concreto			
	Terra e/ou Enrocamento	Gravidade	Arco	Contraforte	Arcos múltiplos
Galgamento	X	X	X	X	X
Erosão interna e <i>piping</i>	X	X	X	X	X
Defeitos de fundação	X	X	X	X	X
Escorregamento de taludes	X	X		X	
Tombamento		X	X		
Fissuração	X	X	X	X	X
Falha de equipamento	X	X	X	X	X

FONTE: (ATALLAH, 2002; COSTA, 1985) (tradução do autor).

Verifica-se que as barragens têm variados modos de falha. O Galgamento³, erosão interna, defeitos de fundação, fissuração e falha de equipamentos são mecanismos que podem levar a falha em todos os tipos de barragens.

O ICOLD pesquisou e listou os modos de falha das barragens com mais de 15 metros de altura que romperam entre os anos de 1900 e 1973. O resultado desta pesquisa está ilustrado no GRÁFICO 3 (ICOLD, 1973 apud Costa 1985).

GRÁFICO 3 – PERCENTUAL DAS CAUSAS RESPONSÁVEIS PELA RUPTURA DE BARRAGENS.



FONTE: ICOLD (1973) apud Costa (1985).

Analisando o GRÁFICO 3 é possível notar que o galgamento é a causa mais frequente responsável pelo rompimento de barragens. Ressalta-se que, a probabilidade de ocorrência de galgamento aumenta à medida que se adota uma vazão de projeto com um tempo de retorno menor (BANCO MUNDIAL, 2012). Por esse motivo, recomenda-se que a vazão de projeto do vertedouro de Usinas Hidrelétricas (UHE) tenha um tempo de retorno (TR) de pelo menos 10.000 anos, também conhecida como retorno decamilenar (ELETROBRÁS, 2003).

De acordo com QUADRO 1 e o GRÁFICO 3 verifica-se que os modos de falha mais comuns na pesquisa do ICOLD podem causar o rompimento de todos os tipos de barragens.

³ Quando o nível de água no reservatório supera a altura da barragem, extravasando por cima da estrutura, sem que ela tenha sido projetada para este fim.

No QUADRO 2 os cinco principais mecanismos de falha estão associados aos seus respectivos modos de falha.

QUADRO 2 – MODOS TÍPICOS DE FALHAS DE BARRAGENS

Mecanismo de falha	Exemplos de modos de falha
Hidrológico	Galgamento provocado por: <ul style="list-style-type: none"> • Projeto inadequado do vertedouro • Bloqueio do vertedouro • Redução de borda livre devido a recalque ou erosão • Sobrecarga sobre a barragem
	Erosão da superfície devido a: <ul style="list-style-type: none"> • Fluxo de água a altas velocidades • Ação de ondas
Geológico Geotécnico	<i>Piping</i> e erosão interna causada por: <ul style="list-style-type: none"> • Fissuras internas, fraturas hidráulicas, ou recalques diferenciais • Filtros e transições inadequadas • Rompimento de tubo adutor no interior da barragem • Caminhos pelo aterro criados por raízes ou tocas de animais/insetos
	Instabilidade de taludes e fraturamento hidráulico: <ul style="list-style-type: none"> • Carga excede a resistência ao deslizamento na base ou em uma junta da estrutura
Estrutural	Barragem de Concreto: Falha de componentes estruturais críticos Barragem de Aterro: Falha da face de montante ou jusante
Sísmico	Terremotos/Movimentos de solo, liquefação da fundação ou do corpo da barragem
Causa ou influência humana	Falha de operação: <ul style="list-style-type: none"> • Aumento súbito do nível do reservatório causa fluxo através de fissuras transversais ao corpo da barragem • Incidentes incluindo falha das comportas, interrupção de energia etc.
	Atividades terroristas: <ul style="list-style-type: none"> • Operação incorreta da barragem de modo proposital • Impacto de objeto que remova parte da crista da barragem

FONTE: (FEMA, 2013, tradução do autor).

Constata-se uma grande similaridade entre os mecanismos de falha obtidos nos três estudos, dando indícios de que estes mecanismos foram historicamente os mais frequentes. A separação dos mecanismos de falha é didática e é utilizada para explicar os modos de maneira aprofundada, porém, na prática, eles se inter-relacionam, ou seja, o rompimento de uma barragem pode ser causado por uma associação de modos de falha (FEMA, 2013).

- a) Hidrológico – As falhas hidrológicas são induzidas por chuvas extremas que podem levar a inundações de grande magnitude. As principais causas de falha incluem o galgamento, quando o nível do reservatório excede a altura da barragem passando a fluir por cima dela, levando-a ao colapso e a erosão da superfície que ocorre quando o fluxo de água ou as ondas do reservatório desgastam a superfície da barragem (FEMA, 2013).
- b) Geológico Geotécnico – As falhas geológicas incluem *Piping* e erosão interna, bem como instabilidade de taludes e faturamento hidráulico. O *Piping* e a erosão interna ocorrem devido a percolação de água pelo corpo da barragem ou pela sua fundação com o carreamento de material, criando vazios. Já a instabilidade de taludes pode ser causada por falhas geológicas, investigações e caracterizações insuficientes ou inadequadas, concepção inadequada ou variações nos carregamentos como a elevação, ou rebaixamento rápido do reservatório (FEMA, 2013).
- c) Estrutural – Falhas estruturais podem ocorrer devido à avaria de um componente crítico da barragem. Estas falhas podem ser causadas por uma concepção ou construção equivocada, assim como pela utilização de materiais de construção, manutenção e reparo inadequados (FEMA, 2013).
- d) Sísmico – Os sismos podem levar a instabilidade de taludes, rachaduras e fissuras em estruturas, além de recalques diferenciais. A maioria dos terremotos ocorre em zonas sísmicas, porém, isso não elimina o risco de um terremoto ocorrer em uma região sem um histórico de atividade sísmica (FEMA, 2013). Atualmente considera-se a possibilidade da ocorrência de sismos induzidos pelo enchimento do reservatório da própria barragem, especialmente no caso de barragens de porte e reservatórios de grandes dimensões (ELETROBRÁS, 2003).
- e) Causa ou influência humana – As falhas podem ser causadas pela influência humana por meio da operação e manutenção de inadequada assim como por atos terroristas. A operação inadequada do vertedouro, liberando água do reservatório de maneira descontrolada, pode causar inundação a jusante da barragem. Atividades terroristas podem provocar danos devido à operação inadequada proposital e através de ataques à estrutura da barragem (FEMA, 2013).

2.2.2.2 Identificar danos potenciais.

Existem significativas variações na classificação das barragens, porém, todas as classificações buscam diferenciar as barragens de acordo com o dano potencial que resultaria do seu rompimento (FEMA, 2013). Os danos podem ser classificados em impactos sociais, ambientais e socioeconômicos (CNRH, 2012).

As consequências sociais decorrentes da ruptura de uma barragem ou de suas obras anexas dependem do tipo, localização e tamanho da comunidade afetada pela ruptura. Para a identificação dos danos são levados em consideração: as características demográficas, população, serviços públicos e empregos afetados, além do deslocamento de pessoas, influência sobre a capacidade produtiva, patrimônio cultural, áreas de lazer e saúde pública (KUPERMAN et al., 2001).

Dentre os impactos ambientais, é considerada a destruição da vegetação e do habitat, remoção do solo de cobertura, deposição de sedimentos e destruição de vida animal. Podendo levar muito tempo até o restabelecimento das condições pré-existentes ao desastre. (KUPERMAN et al., 2001).

Os impactos econômicos resultantes da ruptura de uma barragem são muito significativos. Além da perda da água armazenada, danos na barragem e paralisação no faturamento, devido à descontinuidade no fornecimento de água ou energia, são considerados o número de residências, indústrias e comércios afetados, assim como os impactos na infraestrutura e agricultura local (KUPERMAN et al., 2001).

2.2.3 Análise dos Riscos

A análise dos riscos busca compreender a natureza do risco e determinar o seu nível, ou seja, a severidade com base na combinação de probabilidade e impacto (ABNT, 2018).

Morris *et al.* (2012) afirmam que, quando se trata de barragens, nesta etapa é avaliada a probabilidade de falha devido a ameaças internas e externas, são mapeadas as áreas sujeitas à inundação, são analisados os impactos e determinados os níveis de risco.

As análises podem ser tão detalhadas quanto se achar necessário. Desta forma, para cada nível de detalhamento, é compilado um conjunto de dados mais, ou menos avançados. No QUADRO 3 são descritos os níveis de avaliação dos riscos.

QUADRO 3 – NÍVEIS DE AVALIAÇÃO DE RISCOS.

Nível	Tipo	Inputs de Engenharia	Estimativa da Probabilidade de Falha	Estimativas das Consequências	Método de Avaliação de Risco
Superficial	Qualitativa ou Quantitativa	Básico	Superficial	Básico ao Moderado	Básico
Preliminar	Quantitativa	Moderado ao Básico	Preliminar	Moderado	Moderado ao Básico
Detalhado	Quantitativa	Avançado ao Moderado	Detalhado	Avançado	Detalhado ao Moderado
Muito detalhado	Quantitativa	Avançado ao Muito Avançado	Muito detalhado	Avançado ao Muito Avançado	Detalhado ao Muito Detalhado

FONTE: ANCOLD (2003).

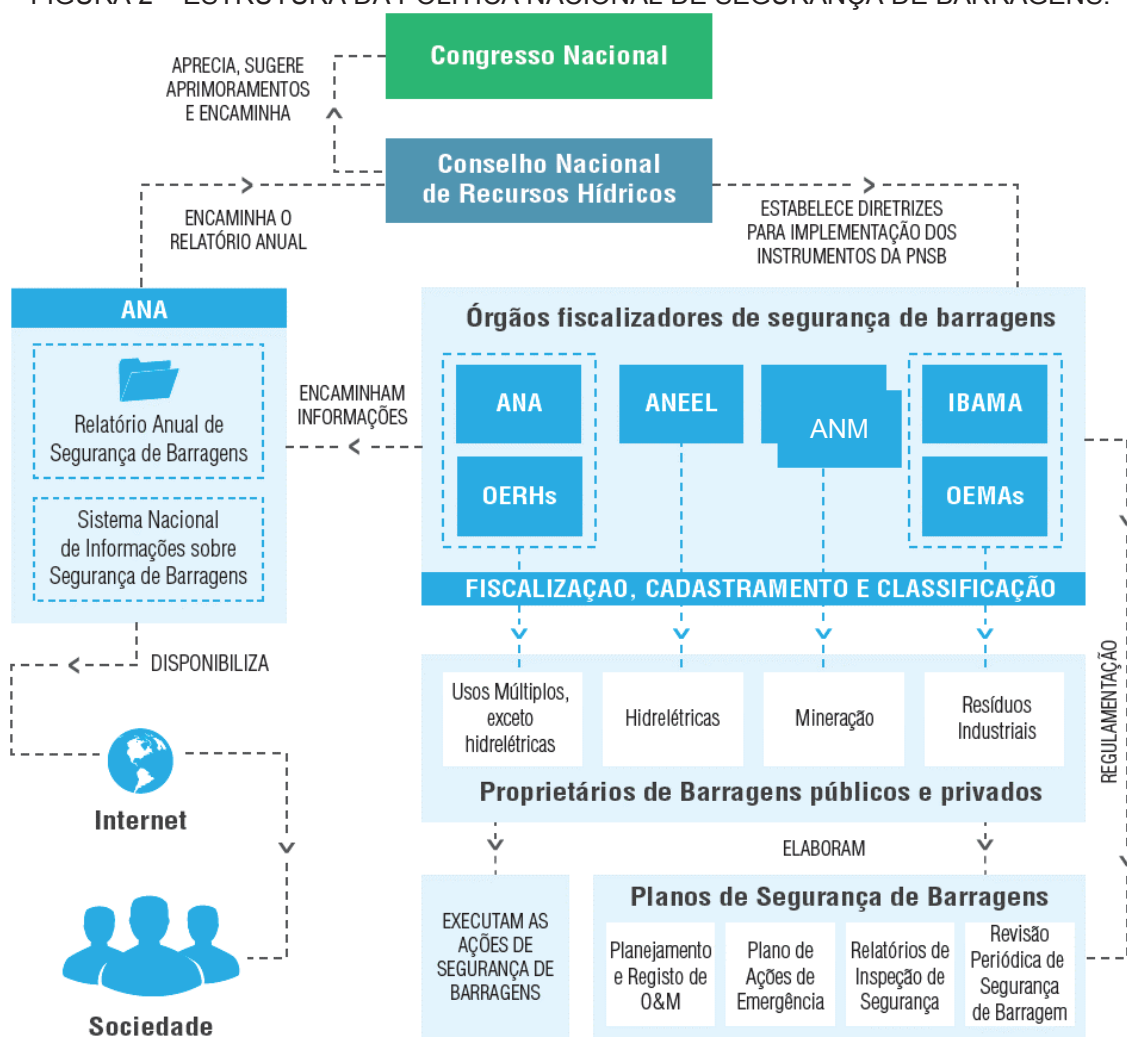
Existem vários métodos para se realizar uma análise de risco em barragens que podem ser escolhidos de acordo com o objetivo do estudo, tipo de barragem, riscos a serem analisados, etc. (HARTFORD; BAECHER, 2004).

Em geral, tanto análises qualitativas quanto quantitativas são aplicáveis às barragens (ANCOLD, 2003). Nas análises qualitativas, os parâmetros de probabilidade e impactos são expressos em escala categórica ordinal, já nas quantitativas são expressos exclusivamente por valores numéricos (JOIA et al., 2013).

Na FIGURA 2 é ilustrado um diagrama esquemático da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) que busca assegurar que as barragens atendam a padrões de segurança, regulamenta e promove o monitoramento das ações de segurança de maneira a minimizar a possibilidade de acidentes, fomentando a cultura de segurança de barragens e gestão de riscos.

A estrutura da PNSB é bastante complexa, envolvendo diversos órgãos, entes federativos, proprietários de barragens e a sociedade como um todo. Observa-se que o Congresso Nacional, é responsável por elaborar, aprovar e aprimorar a legislação de modo a estabelecer as regras que devem ser seguidas. Já o Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), auxilia o Congresso e estabelece as diretrizes para implementação dos instrumentos da PNSB. Os órgãos fiscalizadores, por sua vez, são responsáveis pelas ações de fiscalização, cadastramento e classificação da segurança da barragem de acordo com a sua finalidade, cabendo aos proprietários das barragens elaborar os documentos técnicos necessários e executar as ações de segurança de barragens (BRASIL, 2010).

FIGURA 2 – ESTRUTURA DA POLÍTICA NACIONAL DE SEGURANÇA DE BARRAGENS.



FONTE: Adaptado de ANA (2013).

2.2.3.1 Análise qualitativa

A análise qualitativa prioriza os riscos de acordo com a sua severidade, sendo uma prática bem estabelecida e aplicada em vários países (GOMES et al., 2005). Os principais métodos qualitativos de análise de risco são:

- IG – Índice de Risco:** São formas simples de análise tendo como objetivo classificar as barragens, dentro de um portfólio específico, auxiliando na priorização de estudos e de obras de melhoria (MELO; FUSARO, 2015).
- LCI – Diagrama de Localização, Causa e Indicadores de Falhas:** É um método que utilizando diagramas de localização, causa e indicadores de falha busca classificar as barragens (MELO; FUSARO, 2015).
- FMEA – Análise de Modos de Falha e Efeitos e FMECA – Análise de Modos de Falha, Efeitos e Severidade:** São consideradas uma das

primeiras técnicas sistemáticas para a análise de falha. Têm o objetivo de identificar a severidade de modos de falha potenciais e prover as bases para definir as medidas de mitigação eventualmente necessárias para redução do risco (MELO; FUSARO, 2015).

No QUADRO 4 estão listadas algumas metodologias de análise de riscos e as suas respectivas abordagens.

QUADRO 4 – METODOLOGIAS PARA ANÁLISE DE RISCO

Método	Qualitativo	Quantitativo
Índices de Risco (IG)	X	
Diagrama de Localização, Causa e Indicadores de Falhas (LCI)	X	
Análises de Modos de Falha e Efeitos (FMEA e FMECA)	X	X
Análise por Árvore de Eventos (ETA)	X	X
Análise por Árvore de Falhas (FTA)	X	X

FONTE: Adaptado de Melo e Fusaro (2015).

Todas as metodologias listadas no QUADRO 4 são qualitativas, no entanto, as Análises FMEA, FMECA, por Árvore de Eventos e de Falhas também podem ser utilizadas em análises quantitativas.

2.2.3.1.1 Classificação quanto à Categoria de Risco (Probabilidade).

Conforme a Lei nº 12.334/2010, as barragens devem ser classificadas quanto à categoria de risco em: alto, médio ou baixo (BRASIL, 2010). A Resolução nº 143/2012 do CNRH estabelece critérios para realizar essa classificação, considerando os aspectos que possam influenciar na ocorrência de acidentes. A mesma resolução permite que os órgãos fiscalizadores adotem critérios complementares tecnicamente justificados para realizar a classificação quanto à categoria de risco.

No caso de barragens de hidrelétricas, a ANEEL adota quadros de classificação de categoria de risco com pequenas adaptações regulamentadas por meio da Resolução Normativa nº 696/2015 (ANEEL, 2015), porém utilizando como base os critérios estabelecidos pela Resolução CNRH nº 143/2012 (CNRH, 2012).

A seguir será apresentada a metodologia de classificação das barragens quanto à categoria de risco conforme a legislação vigente.

Segundo o CNRH, as características técnicas de barragens de acumulação de água são avaliadas através de um levantamento das características físicas da

barragem como: altura, comprimento, material de construção, tipo de fundação, idade e de acordo com o tempo de retorno da vazão de projeto do vertedouro conforme o QUADRO 5 (CNRH, 2012).

QUADRO 5 – QUADRO DE CLASSIFICAÇÃO – CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Altura (a)	Comprimento (b)	Tipo de barragem quanto ao material de construção (c)	Tipo de fundação (d)	Idade da barragem (e)	Vazão de Projeto (f)
Alt. ≤ 15m (0)	Compr. ≤ 200m (2)	Concreto convencional (1)	Rocha sã (1)	entre 30 e 50 anos (1)	CMP ou Decamilenar (3)
15m < Alt. < 30m (1)	Compr. > 200m (3)	Alvenaria de pedra / concreto ciclópico / CCR (2)	Rocha alterada dura com tratamento (2)	entre 10 e 30 anos (2)	Milenar (5)
30m ≤ Alt. ≤ 60m (2)	-	Terra homogênea /enrocamento / terra enrocamento (3)	Rocha alterada sem tratamento / rocha alterada fraturada com tratamento (3)	entre 5 e 10 anos (3)	TR = 500 anos (8)
Alt. > 60m (3)	-	-	Rocha alterada mole / saprolito / solo compacto (4)	< 5 anos ou > 50 anos ou sem informação (4)	TR < 500 anos ou desconhecida / Estudo não confiável (10)
-	-	-	Solo residual / aluvião (5)	-	-

FONTE: Adaptado de CNRH, (2012).

Notas:

Entre parênteses: (letra) = Característica Técnica.

Entre parênteses: (numeral) = Peso em pontos considerado para cada característica técnica específico considerado na análise de risco.

Desta maneira, para avaliar as Características Técnicas (CT) de uma barragem realiza-se o somatório dos pontos de acordo com a matriz do QUADRO 5.

O valor de CT é dado pela EQUAÇÃO 1, e os parâmetros da matriz fornecem um quadro inicial da barragem quanto a sua confiabilidade, independentemente de sua integridade e condições estruturas, levando em conta as características do projeto original da barragem (BANCO MUNDIAL, 2012).

$$CT = \sum (a \text{ até } f) \quad (1)$$

onde:

CT = Características Técnicas;

a até f = pontos da matriz de características técnicas.

O Estado de Conservação (EC) é avaliado com base na confiabilidade das estruturas extravasoras, de adução, eclusa e se existem manifestações patológicas

como: percolação, recalque ou deterioração dos taludes conforme o QUADRO 6 (CNRH, 2012).

QUADRO 6 – QUADRO DE CLASSIFICAÇÃO – ESTADO DE CONSERVAÇÃO

Confiabilidade das Estruturas Extravasoras (g)	Confiabilidade das Estruturas de Adução (h)	Percolação (i)	Deformações e Recalques (j)	Deterioração dos Taludes / Paramentos (k)	Eclusa (*) (l)
Estrut. civis e hidroeletrômecânicas em pleno funcionamento / canais de aproximação ou de restituição ou vertedouro (soleira livre) desobstruídos (0)	Estrut. civis e dispositivos hidroeletrômecânicos em condições adequadas de manutenção e funcionamento (0)	Percolação totalmente controlada pelo sistema de drenagem (0)	Inexistente (0)	Inexistente (0)	Não possui eclusa (0)
Estrut. civis e hidroeletrômecânicas preparadas para a operação, mas sem fontes de suprimento de energia de emergência / canais ou vertedouro (soleira livre) com erosões ou obstruções, porém sem riscos a estrut. vertente (4)	Estrut. civis comprometidas ou dispositivos hidroeletrômecânicos com problemas identificados, com redução de capacidade de vazão e com medidas corretivas em implantação (4)	Umidade ou surgência nas áreas de jusante, paramentos, taludes ou ombreiras estabilizadas e/ou monitoradas (3)	Existência de trincas e abatimentos de pequena extensão e impacto nulo (1)	Falhas na proteção dos taludes e paramentos, presença de arbustos de pequena extensão e impacto nulo (1)	Estrut. civis e hidroeletrômecânicas bem mantidas e funcionando (1)
Estrut. civis comprometidas ou dispositivos hidroeletrômecânicos com problemas identificados, com redução de capacidade de vazão e com medidas corretivas em implantação / canais ou vertedouro (soleira livre) com erosões e/ou parcialmente obstruídos, com risco de comprometimento da estrut. vertente (7)	Estrut. civis comprometidas ou dispositivos hidroeletrômecânicos com problemas identificados, com redução de capacidade de vazão e sem medidas corretivas (6)	Umidade ou surgência nas áreas de jusante, paramentos, taludes ou ombreiras sem tratamento ou em fase de diagnóstico (5)	Existência de trincas e abatimentos de impacto considerável gerando necessidade de estudos adicionais ou monitoramento (5)	Erosões superficiais, ferragem exposta, crescimento de vegetação generalizada, gerando necessidade de monitoramento ou atuação corretiva (5)	Estrut. civis comprometidas ou dispositivos hidroeletrômecânicos com problemas identificados e com medidas corretivas em implantação (2)
Estrut. civis comprometidas ou dispositivos hidroeletrômecânicos com problemas identificados, com redução de capacidade de vazão e sem medidas corretivas/ canais ou vertedouro (soleira livre) obstruídos ou com estrut. danificadas (10)	-	Surgência nas áreas de jusante, taludes ou ombreiras com carreamento de material ou com vazão crescente (8)	Existência de trincas, abatimentos ou escorregamentos expressivos, com potencial de comprometimento da segurança (8)	Depressões acentuadas nos taludes, escorregamentos, sulcos profundos de erosão, com potencial de comprometimento da segurança (7)	Estrut. civis comprometidas ou dispositivos hidroeletrômecânicos com problemas identificados e sem medidas corretivas (4)

FONTE: Adaptado de CNRH, (2012).

Notas:

Entre parênteses: (letra) = Condição de deterioração considerada.

Entre parênteses: (numeral) = Peso em pontos considerado para cada condição de deterioração considerada.

O Estado de Conservação (EC) é avaliado com base no somatório dos pontos de acordo com a matriz do QUADRO 6. O valor de EC é dado pela EQUAÇÃO 2, em

que os parâmetros na matriz fornecem um resumo da vulnerabilidade da barragem, complementando suas reais condições e reforçando o nível de confiança nos critérios de classificação das barragens (BANCO MUNDIAL, 2012).

$$EC = \sum (g \text{ até } l) \quad (2)$$

onde:

EC = Estado de Conservação;

g até l = pontos da matriz de estado de conservação.

O Plano de Segurança (PS), que guarda todos os documentos relacionados com a segurança da barragem, é avaliado de acordo com a existência da documentação do projeto, qualificação da estrutura organizacional, se existe a devida análise e interpretação dos resultados das inspeções e monitoramento, assim como regras operacionais para os dispositivos de descarga, de acordo com o QUADRO 7 (CNRH, 2012).

QUADRO 7 – QUADRO DE CLASSIFICAÇÃO – PLANO DE SEGURANÇA DE BARRAGEM

Existência de documentação de Projeto (n)	Estrutura Organizacional e qualificação técnica dos profissionais da equipe de Segurança da Barragem (o)	Procedimentos de roteiros de inspeções de segurança e de monitoramento (p)	Regra operacional dos dispositivos de descarga da barragem (q)	Relatórios de inspeção de segurança com análise e interpretação (r)
Projeto executivo e "como construído" (0)	Possui estrutura organizacional com técnico responsável pela segurança da barragem (0)	Possui e aplica procedimentos de inspeção e monitoramento (0)	Sim ou Vertedouro tipo soleira livre (0)	Emite regularmente os relatórios (0)
Projeto executivo ou "como construído" (2)	Possui técnico responsável pela segurança da barragem (4)	Possui e aplica apenas procedimentos de inspeção (3)	Não (6)	Emite os relatórios sem periodicidade (3)
Projeto básico (4)	Não possui estrutura organizacional e responsável técnico pela segurança da barragem (8)	Possui e não aplica procedimentos de inspeção e monitoramento (5)	-	Não emite os relatórios (5)
Anteprojeto ou Projeto conceitual (6)	-	Não possui e não aplica procedimentos de inspeção e monitoramento (6)	-	-
Inexiste documentação de projeto (8)	-	-	-	-

FONTE: Adaptado de CNRH, (2012).

Notas:

Entre parênteses: (letra) = Item do Plano de Segurança.

Entre parênteses: (numeral) = Peso em pontos considerado para cada item do plano de segurança

O Plano de Segurança (PS) é avaliado com base no somatório dos pontos de acordo com a matriz do QUADRO 7.

O valor de PS é dado pela EQUAÇÃO 3, e os parâmetros na matriz são importantes para medir se uma barragem específica está sendo administrada adequadamente em termos da segurança de barragens e se o conteúdo do plano de segurança da barragem é adequado, completo e de qualidade (BANCO MUNDIAL, 2012).

$$PS = \sum (n \text{ até } r) \quad (3)$$

onde:

PS = Plano de segurança da barragem;

n até r = pontos da matriz Plano de Segurança de Barragem.

Após realizar a avaliação conforme os quadros de classificação quanto às características técnicas, estado de conservação e Plano de Segurança, soma-se os pontos obtidos conforme a EQUAÇÃO 4, para enquadrar a barragem em uma Categoria de Risco (CRI), constituindo um bom conjunto de ferramentas para classificar barragens de acordo com sua integridade estrutural (BANCO MUNDIAL, 2012).

$$CRI = CT + EC + PS \quad (4)$$

onde:

CRI = Categoria de risco;

CT = Características Técnicas;

EC = Estados de Conservação;

PS = Plano de Segurança de Barragens.

Com o resultado da pontuação total (CRI) calculado conforme EQUAÇÃO 4, a barragem é classificada de acordo com a TABELA 1 enquadrando a barragem de acordo com a sua categoria de risco ou vulnerabilidade, o que diz respeito à probabilidade ou possibilidade de ocorrer um acidente (CNRH, 2012).

Ressalta-se que a ANEEL utiliza uma pontuação distinta prevista na Resolução Normativa nº696/2015 (ANEEL, 2015).

TABELA 1 – MATRIZ DE CLASSIFICAÇÃO QUANTO À CATEGORIA DE RISCO

Faixas de Classificação	CRI – Barragem de Acumulação de Água	
	Categoria de Risco	
	ALTO	≥ 60 ou EC ≥ 8 (*)
	MÉDIO	35 a 60
	BAIXO	≤ 35

(*) Pontuação maior ou igual a 8 em qualquer coluna de Estado de Conservação (EC) implica automaticamente Categoria de Risco Alta e necessidade de providências imediatas pelos responsáveis da barragem

FONTE: CNRH, (2012).

Pela metodologia vigente a classificação da categoria de risco de uma barragem é realizada por um somatório de acordo com as suas características técnicas, estado de conservação e plano de segurança de barragens. O que pode produzir uma falsa sensação de segurança, caso a barragem seja categorizada como sendo de risco baixo. Um exemplo é a barragem I da empresa Vale S.A. em Brumadinho/MG que era classificada como sendo de risco baixo e rompeu no dia 25 de janeiro de 2019 (ANM, 2019).

2.2.3.1.2 Classificação quanto ao Dano Potencial Associado (Impacto).

O Dano Potencial Associado (DPA) expressa a magnitude das consequências, como a perda de vidas e bens, na eventualidade de um rompimento. De acordo com a Lei nº 12.334/2010, as barragem devem ser classificadas quanto ao DPA em alto, médio ou baixo (BRASIL, 2010). A resolução CNRH nº 143/2012, prevê que o órgão fiscalizador poderá adotar critérios complementares, tecnicamente justificados, para realizar a classificação. Em face disso, para barragens de usos múltiplos, a ANA adaptou os quadros de classificação por meio da Resolução nº 132/2016, no entanto, respeitando os critérios estabelecidos pela Resolução CNRH nº 143/2012.

A seguir será apresentada a metodologia de classificação das barragens quanto ao Dano Potencial Associado conforme a legislação vigente.

Para realizar esta classificação, vários aspectos da barragem que possam influenciar no dano potencial são levados em consideração. Dentre os critérios estabelecidos para se classificar as barragens quanto ao dano potencial pela Resolução N° 143 do (CNRH, 2012), deve-se verificar a existência de população,

infraestrutura ou áreas protegidas a jusante da barragem, assim como a natureza e o volume do que está sendo armazenado na barragem conforme o QUADRO 8.

QUADRO 8 – QUADRO DE CLASSIFICAÇÃO – DANO POTENCIAL ASSOCIADO

Volume Total do Reservatório (a)	Existência de população a jusante (b)	Impacto ambiental (c)	Impacto socioeconômico (d)
Pequeno ≤ 5 milhões m³ (1)	INEXISTENTE (não existem pessoas permanentes/residentes ou temporárias/transitando na área afetada a jusante da barragem) (0)	SIGNIFICATIVO (área afetada da barragem não representa área de interesse ambiental, áreas protegidas em legislação específica ou encontra-se totalmente descaracterizada de suas condições naturais) (3)	INEXISTENTE (não existem quaisquer instalações e serviços de navegação na área afetada por acidente da barragem) (0)
Médio 5 milhões a 75 milhões m³ (2)	POUCO FREQUENTE (não existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, mas existe estrada vicinal de uso local) (4)	MUITO SIGNIFICATIVO (área afetada da barragem apresenta interesse ambiental relevante ou protegida em legislação específica) (5)	BAIXO (existe pequena concentração de instalações residenciais e comerciais, agrícolas, industriais ou de infraestrutura na área afetada da barragem ou instalações portuárias ou serviços de navegação) (4)
Grande 75 milhões a 200 milhões m³ (3)	FREQUENTE (não existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, mas existe rodovia municipal, estadual, federal ou outro local e/ou empreendimento de permanência eventual de pessoas que poderão ser atingidas) (8)	-	ALTO (existe grande concentração de instalações residenciais e comerciais, agrícolas, industriais, de infraestrutura e serviços de lazer e turismo na área afetada da barragem ou instalações portuárias ou serviços de navegação) (8)
Muito Grande > 200 milhões m³ (5)	EXISTENTE (existem pessoas ocupando permanentemente a área afetada a jusante da barragem, portanto, vidas humanas poderão ser atingidas) (12)	-	-

FONTE: Adaptado de CNRH, (2012).

Notas:

Entre parênteses: (letra) = Item do Dano Potencial Associado.

Entre parênteses: (numeral) = Peso em pontos considerado para cada item do Dano Potencial Associado.

O valor do Dano Potencial Associado (DPA) é dado pela EQUAÇÃO 5.

$$DPA = \sum (a \text{ até } d) \quad (5)$$

onde:

DPA = dano potencial associado;

a até d = pontos da matriz de dano potencial associado.

Com o resultado da pontuação do Dano Potencial Associado (DPA), obtido a partir da Equação 5, a barragem é classificada de acordo com a TABELA 2, enquadrando a barragem de acordo com a sua Categoria de Risco.

TABELA 2 – MATRIZ DE CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO DANO POTENCIAL ASSOCIADO

Faixas de Classificação	Categoria de Risco	CRI – Barragem de Acumulação de Água
	ALTO	≥ 16
	MÉDIO	$10 < DPA < 16$
	BAIXO	≤ 10

FONTE: CNRH, (2012).

2.2.3.1.3 Classificação quanto ao Risco e Dano Potencial Associado.

De acordo com a classificação quanto à Categoria de Risco (CRI) e quanto ao Dano Potencial Associado (DPA), a ANA estabeleceu sua matriz para classificação das barragens de acumulação de água conforme a TABELA 3.

TABELA 3 – MATRIZ DE CATEGORIA DE RISCO E DANO POTENCIAL ASSOCIADO

CATEGORIA DE RISCO	DANO POTENCIAL ASSOCIADO		
	ALTO	MEDIO	BAIXO
ALTO	A	B	C
MEDIO	A	C	D
BAIXO	A	C	E

FONTE: ANA, (2012).

A ANEEL também estabeleceu sua matriz para classificação das barragens de acumulação de água conforme a TABELA 4.

TABELA 4 – MATRIZ DE CLASSIFICAÇÃO DE BARRAGENS

CATEGORIA DE RISCO	DANO POTENCIAL ASSOCIADO		
	ALTO	MEDIO	BAIXO
ALTO	A	B	B
MEDIO	B	C	C
BAIXO	B	C	C

FONTE: ANEEL, (2015).

A matriz de classificação relaciona as análises qualitativas de probabilidade e impacto classificando as barragens quanto ao seu nível de risco. Esta classificação é um importante indicativo de como está a barragem e eventuais consequências que ocorrerão caso haja um acidente, sendo uma importante ferramenta para que os

órgãos de fiscalização e os proprietários de barragens estabeleçam prioridade no tratamento dos riscos que constituem as maiores ameaças para a sociedade (ANDERÁOS; ARAUJO; NUNES, 2013).

De acordo com a ANEEL, as barragens classificadas como A necessitam de intervenção de curto prazo, as classificadas como B devem ser controladas, monitoradas e as intervenções podem ser implementadas ao longo do tempo, já as barragens classificadas como “C” não apresentam anomalias e as existentes não comprometem a segurança da barragem (ANEEL, 2020).

2.2.3.2 Análise quantitativa

O processo de análise quantitativa avalia numericamente o efeito dos riscos, produzindo informações para respaldar a tomada de decisões, de modo a reduzir o grau de incerteza dos projetos. Devido às características singulares das barragens, a elaboração de análises de riscos quantitativas ainda encontra sérias dificuldades, e em 2005 Gomes considerava que estava em fase de consolidação (GOMES et al., 2005).

Observa-se em todos os regulamentos já apresentados que análises quantitativas ainda não estão consolidadas na documentação oficial (ANA, ANEEL, CNRH).

Os principais métodos quantitativos de análise de risco que constam na literatura são:

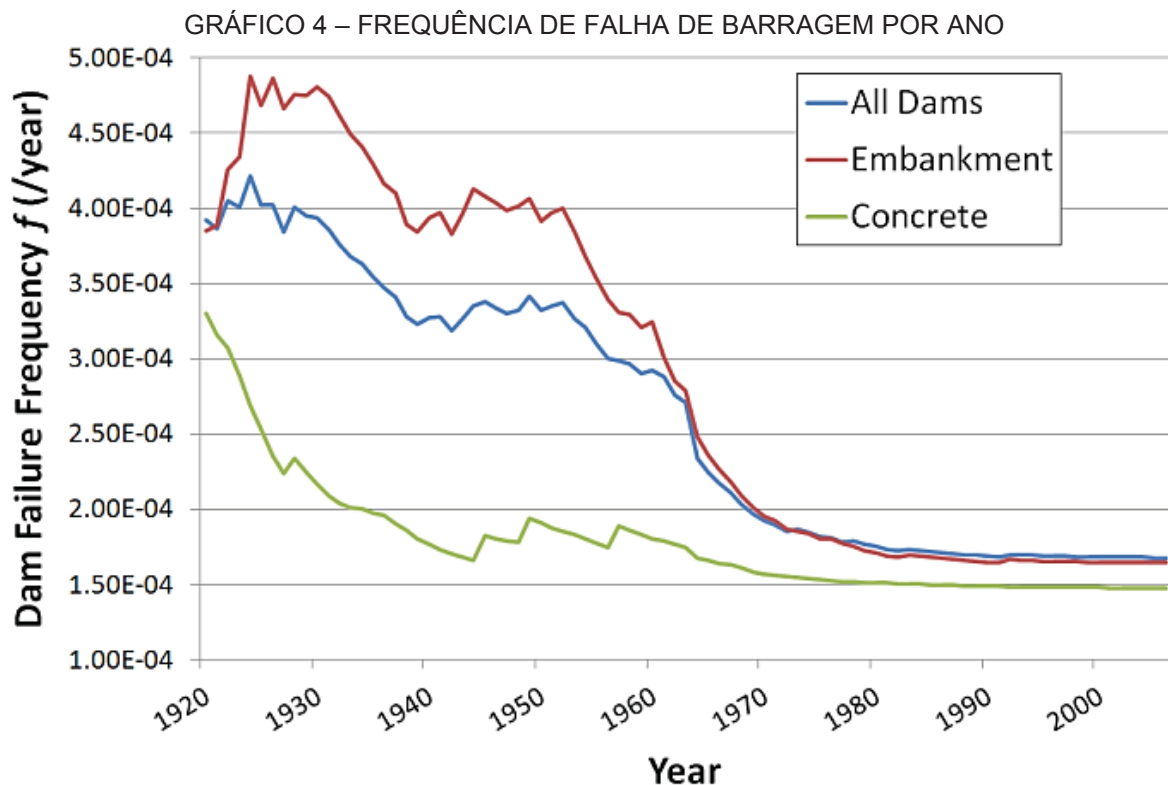
- a) ETA – Análise por Árvore de Eventos: É um método que obriga o entendimento das etapas de desenvolvimento dos diversos modos de falha. Parte-se de um evento iniciador, construindo através de diagramas a sequência lógica de ocorrência do evento (MELO; FUSARO, 2015).
- b) FTA – Análise por Árvore de Falhas: É um método dedutivo que parte do final do evento para os eventos iniciadores que podem resultar na ocorrência da falha (MELO; FUSARO, 2015).

Aspectos de segurança que podem ser avaliados quanto à confiabilidade de seus componentes estruturais, assim como equipamentos elétricos, mecânicos e hidráulicos, podem ser abordados desta forma. Porém, aspectos como: erosão interna, *piping* e defeitos de fundação, são avaliados com base em séries históricas ou outras fontes de informação (ANCOLD, 2003).

2.2.3.2.1 Classificação quanto à Categoria de Risco (Probabilidade).

Não existe barragem infalível, contudo, a probabilidade de falha de uma barragem deve ser baixa. De modo a assegurar um nível mínimo de segurança, o *United States Bureau of Reclamation* (USBR) estabeleceu uma diretriz de que a probabilidade de falha anualizada de uma barragem deve ser inferior a 1 em 10.000 por ano, contemplando todos os modos de falha que resultariam em uma liberação potencialmente fatal do reservatório USBR (2011).

Um estudo realizado nos Estados Unidos quantificou a frequência de rompimento de grandes barragens nos Estados Unidos com base em dados históricos do banco de dados do *National Inventory of Dams* (NID) mantido pelo USACE e do banco de dados do *National Performance of Dams Program* mantido pela *Stanford University*. Os resultados do estudo foram plotados no GRÁFICO 4, que ilustra a variação da frequência de rompimento de barragens ao longo do tempo (FERRANTE; BENSI; MITMAN, 2012).



FONTE: Ferrante; Bensi; Mitman (2012).

Nota-se que a frequência atual de falha é em torno de $1,5 \times 10^{-4}$ por ano, tanto para barragens de concreto quanto para barragens de terra e enrocamento (FERRANTE; BENSI; MITMAN, 2012).

Outro estudo, utilizando dados do USCOLD e do ICOLD, obteve frequências de falha conforme a ilustrados na TABELA 5 (CHENG, 1993).

TABELA 5 – ÍNDICE DE INCIDENTES NOS EUA E EM 43 PAÍSES ASSOCIADOS AO ICOLD

Tipo de incidente	Vida útil média (anos)	Nº de Incidentes	Nº total de barragens	Probabilidade (/ano/barragem)	Dados
Falha	17,16	89	5450	$9,52 \times 10^{-4}$	USCOLD
Falha	13,92	135	8925	$1,09 \times 10^{-3}$	ICOLD

FONTE: adaptado de Cheng (1993).

Neste outro estudo a frequência de falha foi em torno de 1×10^{-3} por ano. Ambos os estudos apresentaram frequência de falha acima da diretriz de 1×10^{-4} , ressaltando a necessidade de se adotar medidas que reduzam a frequência de falha de barragens.

2.2.3.2.2 Classificação quanto ao Dano Potencial Associado (Impacto).

Segundo Graham (1999), a perda de vidas decorrente da falha de uma barragem é influenciada pelo número de pessoas que ocupam a planície de inundação, da quantidade de advertências que são emitidas às pessoas nas áreas de risco e da severidade da inundação

De acordo com o Boletim 111 do ICOLD, a análise de ruptura de barragem pode ser descrita em quatro passos (ICOLD, 1998).

1º. Elaboração do hidrograma de ruptura – Para simular a ruptura da barragem, é preciso determinar a vazão de pico e elaborar o hidrograma de ruptura através de formulações matemáticas (ELETROBRÁS, 2003).

2º. Propagação da onda de cheia – Para que seja possível avaliar os danos no vale à jusante, é necessário identificar as zonas que serão inundadas pela cheia provocada pela ruptura da barragem. Estudos com modelos hidrodinâmicos, que simulam o escoamento, são realizados para avaliar a propagação da cheia criando um mapa das áreas potencialmente inundáveis (ANA, 2016b).

3º. Geração de mapas de inundação – Com base nos resultados dos modelos numéricos é possível criar com auxílio de um *software* de geoprocessamento os mapas de inundação. A partir desta é possível fazer o levantamento do número de pessoas que habitam a área que pode ser inundada (LAURIANO, 2009). Graham

(1999) recomendou taxas de mortalidade para estimar a perda de vidas em função do rompimento de uma barragem conforme o QUADRO 9.

QUADRO 9 – TAXA DE MORTALIDADE RECOMENDADAS PARA ESTIMAR A PERDA DE VIDAS RESULTANTES DA FALHA DA BARRAGEM.

Severidade da Inundação	Tempo de Aviso (minutos)	Compreensão da Gravidade da Inundação	Taxa de Mortalidade	
			Sugestão	Intervalo Sugerido
Alto	Sem aviso	Não aplicável	0,75	0,30 – 1,00
	15 a 60	Vago	Use os valores mostrados acima e aplique ao número de pessoas que permanecem na planície de inundação após a emissão de avisos. Não há orientação sobre quantas pessoas permanecerão na planície de inundação	
		Preciso		
	Mais de 60	Vago		
		Preciso		
Médio	Sem aviso	Não aplicável	0,15	0,03 – 0,35
	15 a 60	Vago	0,04	0,01 – 0,08
		Preciso	0,02	0,005 – 0,04
	Mais de 60	Vago	0,03	0,005 – 0,06
		Preciso	0,01	0,002 – 0,02
Baixo	Sem aviso	Não aplicável	0,01	0,0 – 0,02
	15 a 60	Vago	0,007	0,0 – 0,015
		Preciso	0,002	0,0 – 0,004
	Mais de 60	Vago	0,0003	0,0 – 0,0006
		Preciso	0,0002	0,0 – 0,0004

FONTE: Graham, (1999, tradução nossa).

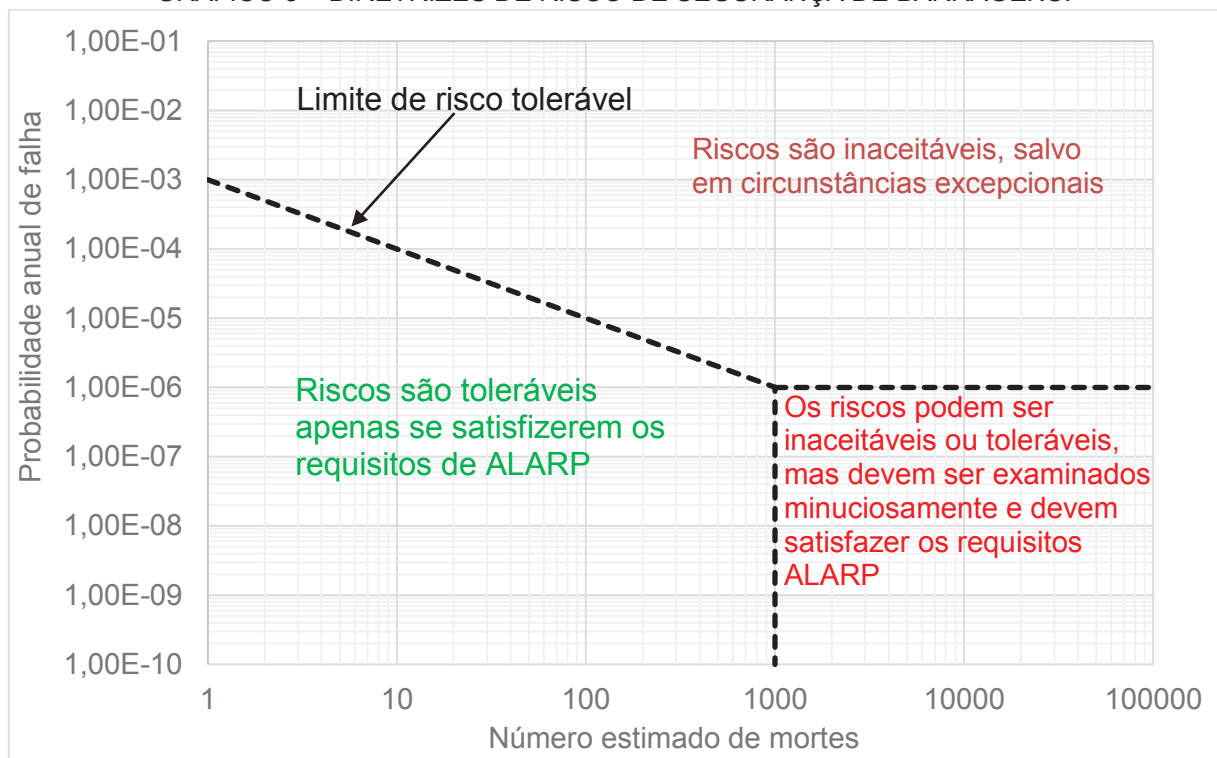
4º. Elaboração de Planos de contingência – A elaboração de um PAE – Plano de Ações Emergenciais tem a finalidade de propor medidas de evacuação da população ribeirinha instalada a jusante da barragem, minimizando os prejuízos no caso de ruptura da barragem (LAURIANO, 2009). Segundo a Lei nº 12.334, de 2010, o PAE deve estabelecer as ações a serem executadas pelo empreendedor da barragem em caso de emergência, bem como identificar os agentes a serem notificados dessa ocorrência.

O USBR (2011) estabeleceu diretrizes que definem que, se o risco de mortes por ano decorrentes da falha de uma barragem for maior que 1×10^{-3} , deve-se reduzir ou entender melhor os riscos.

2.2.3.2.3 Classificação quanto ao risco e dano potencial associado.

A classificação quanto ao risco e dano potencial associado é fundamental para que seja avaliada a aceitabilidade ou não dos riscos existentes. A avaliação dos riscos aceitáveis depende de diversos fatores com alta complexidade técnica e humana. Foram desenvolvidos modelos para avaliar a relação entre a probabilidade anual de falha e o número esperado de vítimas resultantes da ruptura da barragem. A probabilidade multiplicada pelas vidas estimadas perdidas representa a perda de vidas anualizada. Portanto, à medida que as consequências do rompimento aumentam, a probabilidade de falha anualizada deve diminuir, mantendo-se um valor constante de perda de vidas anualizada para manutenção do risco (USBR, 2011).

GRÁFICO 5 – DIRETRIZES DE RISCO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS.



FONTE: (FEMA, 2015).

O GRÁFICO 5 serve de orientação para a tomada de decisões, aumentando ou reduzindo as justificativas para se reduzir, ou estudar de maneira aprofundada os riscos (FEMA, 2015). Na região em que o número estimado de perda de vidas é superior a 1000 tem-se um princípio metodológico chamado de ALARP (*As Low As Reasonably Practible*). Este princípio estabelece que os riscos, inferiores ao limite de tolerabilidade, apenas são toleráveis caso a sua redução seja impraticável ou se os

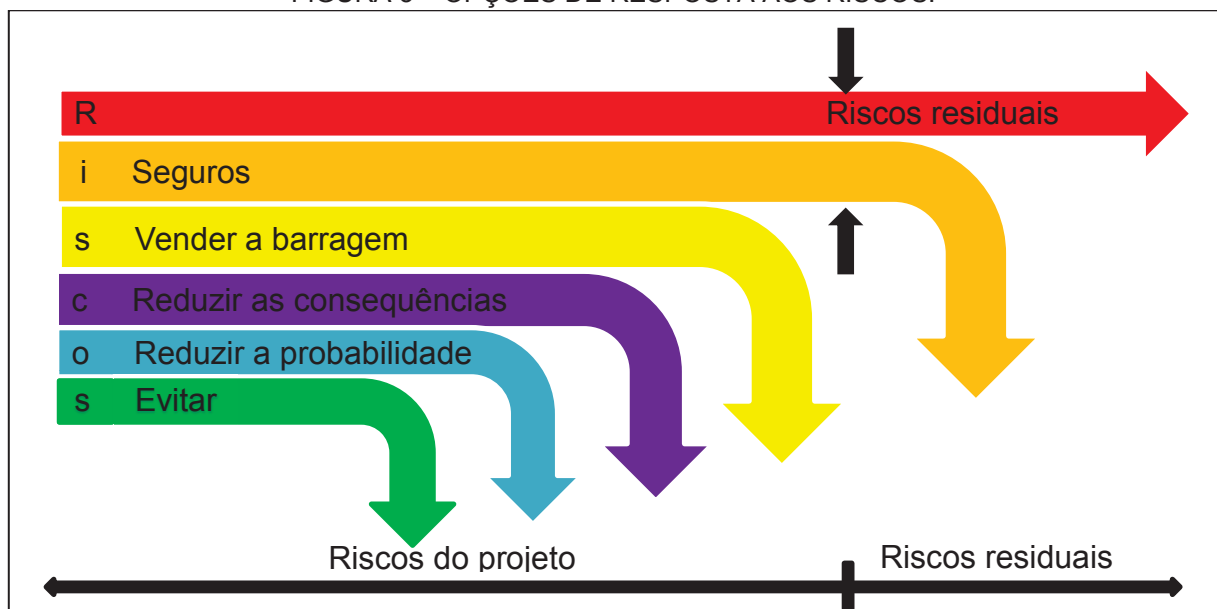
custos associados a essa redução forem desproporcionais em relação aos benefícios obtidos (GOMES et al., 2005).

2.2.4 Planejamento das respostas

O tratamento de riscos envolve uma seleção de opções para modificar os riscos e a implementação dessas opções, que depois de implementadas fornecem novos controles ou modificam os existentes. É um processo cíclico em que se trata os riscos e em seguida, os riscos residuais são avaliados, caso eles sejam intoleráveis segue-se com um novo tratamento até que se tenha um resultado adequado (ABNT, 2018).

O processo de examinar e julgar a importância do risco estimado é denominado avaliação de risco. Morris *et al.* (2012) propõem que para avaliar os riscos deve-se revisar as boas práticas, tolerâncias aos riscos e as opções para se reduzir os riscos, além de utilizar o princípio metodológico ALARP. Na FIGURA 3 estão ilustradas algumas opções de resposta aos riscos baseado nos conceitos do PMI (2017).

FIGURA 3 – OPÇÕES DE RESPOSTA AOS RISCOS.



FONTE: Adaptado de Bruce et al. (1995).

Como existem diversas estratégias de resposta aos riscos, é essencial que opções sejam avaliadas levando em consideração o seu custo x benefício. A seguir são descritas as principais estratégias.

2.2.4.1 Evitar

A prevenção de riscos age para eliminar a ameaça, protegendo o projeto contra o seu impacto (PMI, 2017). Esta é uma escolha que pode ser feita antes de a barragem ser construída, ou por meio do desmantelamento de uma barragem existente (BOWLES, 2010). Durante a fase de concepção de uma barragem, é possível evitar determinados riscos por meio da escolha do material de construção, arranjo geral das estruturas, método construtivo, entre outros (SCHREIBER, 1977).

2.2.4.2 Transferir

A transferência de riscos é uma estratégia de resposta que transfere a responsabilidade, mas não elimina o risco (PMI, 2017). Esta transferência pode ser realizada através de acordos contratuais, seguros, ou a venda da barragem (BOWLES, 2010). No caso da venda da barragem, outro empreendedor assumirá o risco.

2.2.4.3 Mitigar

A mitigação busca reduzir a probabilidade de ocorrência ou impacto de um risco para dentro de limites aceitáveis. A mitigação pode exigir o desenvolvimento de modelos reduzidos ou simulações em elementos finitos, para reduzir a probabilidade da ocorrência de um determinado risco. Quando não se pode reduzir a probabilidade de ocorrência, uma resposta de mitigação pode ser aplicada buscando reduzir os seus impactos (PMI, 2017).

De maneira geral, inicialmente são concentrados esforços na redução da probabilidade de ocorrência, em seguida na redução dos impactos (JOIA et al., 2013).

- a) Redução da probabilidade – A redução da probabilidade é realizada tipicamente através de medidas estruturais, ou atividades de gerenciamento de segurança de barragens, como: monitoramento, vigilância e inspeções periódicas (BOWLES, 2010).
- b) Redução dos impactos – Através de abordagens não estruturais, busca-se reduzir os impactos da ameaça de rompimento através de sistemas eficazes de alerta precoce, ou através da relocação de populações expostas ao risco (BOWLES, 2010).

2.2.4.4 Aceitar

A aceitação dos riscos é uma estratégia utilizada quando não é possível, ou economicamente viável, abordar um determinado risco. Decide-se reconhecer a existência do risco e não agir, a menos que o sinistro ocorra. A aceitação pode ser passiva ou ativa (PMI, 2017).

- a) Aceitação passiva – A aceitação passiva não requer nenhuma ação, exceto documentar a estratégia. Os sinistros serão tratados apenas quando eles ocorrerem (PMI, 2017).
- b) Aceitação ativa – A aceitação ativa mais comum é estabelecer uma reserva para contingências, incluindo tempo, dinheiro ou recursos para lidar com os riscos.

A Lei nº 12.334/2010, que estabeleceu a PNSB estipulou como um dos instrumentos a elaboração do PSB, que deve, em determinados casos conter o PAE da Barragem. O PAE é um plano de contingência que deve ser elaborado pelo empreendedor da barragem em função da categoria de risco e do dano potencial associado à barragem.

“Art. 12. O PAE estabelecerá as ações a serem executadas pelo empreendedor da barragem em caso de situação de emergência, bem como identificará os agentes a serem notificados dessa ocorrência, devendo contemplar, pelo menos:

- I. identificação e análise das possíveis situações de emergência;
- II. procedimentos para identificação e notificação de mau funcionamento ou de condições potenciais de ruptura da barragem;
- III. procedimentos preventivos e corretivos a serem adotados em situações de emergência, com indicação do responsável pela ação;
- IV. estratégia e meio de divulgação e alerta para as comunidades potencialmente afetadas em situação de emergência.”

BRASIL - (2010)

A Portaria nº 187, da Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil do Ministério da Integração Nacional aprovou em 2016 o "Caderno de Orientações para Apoio à Elaboração de Planos de Contingência Municipais para Barragens", que tem por finalidade propor orientações para a elaboração de Planos de Contingência

Municipais, para os cenários de risco gerados pela presença de barragens em seu território (CENAD, 2016).

2.2.5 Controle dos riscos

O processo de controlar os riscos implanta o plano de resposta, acompanha os riscos identificados, monitora os riscos residuais, identifica novos riscos e avalia a eficácia do processo de riscos durante o projeto. Este processo traz grandes benefícios ao projeto, pois, ao longo de todo o ciclo de vida o grau de eficiência da abordagem dos riscos melhora, otimizando continuamente as respostas aos riscos (PMI, 2017).

A criação de um Manual de Monitoramento é fundamental para servir de suporte para a equipe responsável pelo monitoramento, para que as atividades sejam realizadas de maneira adequada. Desta forma, busca-se obter dados coerentes, que assegurem a operação e uso das estruturas com níveis adequados de segurança, considerando as premissas de projeto (FUSARO et al., 2017).

2.2.5.1 Auscultação

A auscultação é o conjunto de métodos de observação do comportamento de uma determinada obra de engenharia com o objetivo de controlar as suas condições de segurança, comprovar a validade das hipóteses e dos métodos de cálculo utilizados nos projetos, verificar a necessidade da utilização de medidas corretivas, etc. O plano de Auscultação engloba desde o plano de instrumentação, passando pela definição dos valores de referência para futura comparação com os valores medidos, até a definição das rotinas e frequência das inspeções visuais (ELETROBRÁS, 2003).

2.2.5.1.1 Inspeções visuais

Segundo a *United States Society on Dams* (USSD), um adágio familiar entre os profissionais de segurança de barragens afirma que um dos melhores instrumentos para o monitoramento é o olho humano ligado a um cérebro humano alerta e consciente (USSD, 2013).

Apesar de as inspeções visuais terem limitações, nenhum outro método tem o potencial de integrar rapidamente toda a situação do comportamento (ASCE, 2000)

As inspeções visuais têm por objetivo a detecção de sinais ou evidências de deterioração, sintomas de envelhecimento e a detecção de anomalias do sistema de observação. A frequência com a qual as inspeções devem ser realizadas varia de acordo com as características da barragem (ELETROBRÁS, 2003).

A Resolução 742/2011 da ANA estabelece a periodicidade das Inspeções de Segurança Regulares nas barragens de acordo com a sua categoria de risco e dano, conforme organizado na TABELA 6 (ANA, 2011).

TABELA 6 – PERIODICIDADE DAS INSPEÇÕES DE SEGURANÇA REGULARES DE BARRAGEM.

PERIODICIDADE	DANO	RISCO
Semestrais	Alto	Alto
	Alto	Médio
	Alto	Baixo
	Médio	Alto
Anuais	Médio	Médio
	Médio	Baixo
	Baixo	Alto
	Baixo	Médio
Bianuais	Baixo	Baixo

FONTE: ANA (2011).

Caso seja identificada alguma anomalia, devem ser realizadas Inspeções de Segurança Especiais, avaliando as condições de segurança da barragem em situações específicas. Estas inspeções devem ser realizadas por equipes multidisciplinares de especialistas nas fases de construção, operação e desativação (ANA, 2017).

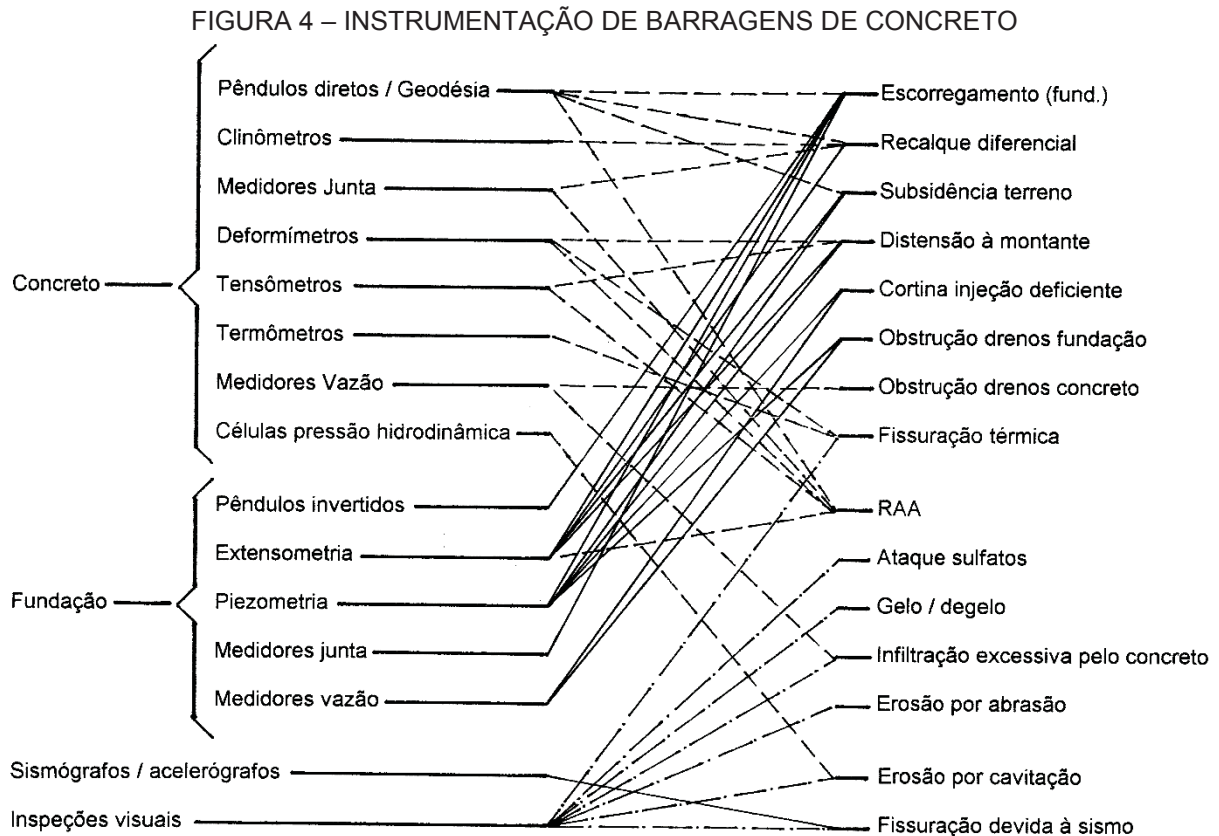
2.2.5.1.2 Instrumentação

A instrumentação é o conjunto de dispositivos instalados nas estruturas e em suas fundações com o objetivo de monitorar o seu desempenho. As grandezas a serem medidas estão condicionadas ao tipo de estrutura. Ao se realizar a seleção dos instrumentos é fundamental a determinação da compatibilidade entre a ordem de grandeza do parâmetro a ser medido e a precisão do instrumento a ser escolhido (ELETROBRÁS, 2003).

O sucesso do programa de instrumentação depende principalmente do seu planejamento para que através de uma análise rigorosa dos dados coletados, seja

possível constatar a ocorrência de anomalias. Além disso, deve-se ter ciência que pelo fato da instrumentação ser instalada em um número limitado de regiões, podem ocorrer acidentes ou fenômenos inesperados que não sejam detectados pela instrumentação (DUNNICLIFF, 1988).

Na FIGURA 4 é apresentada uma correlação entre os instrumentos utilizados no monitoramento de barragens de concreto e os principais tipos de deterioração.



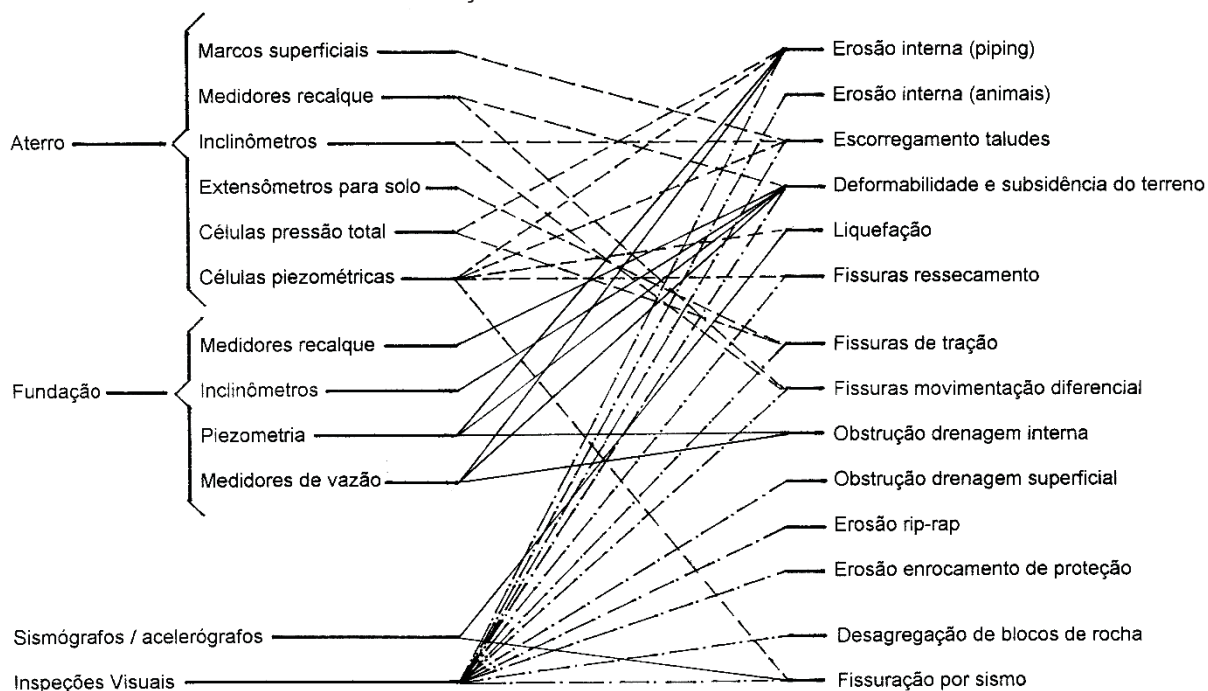
FONTE: (ELETROBRÁS, 2003).

Existe uma grande quantidade de instrumentos para monitorar os mais variados tipos de deterioração em barragens de concreto, porém, não há consenso sobre o melhor instrumento a ser utilizado (DUNNICLIFF, 1988).

A frequência de leitura dos instrumentos deve ser ajustada para cada caso em particular, levando em consideração a ocorrência de fatores críticos ou situações desfavoráveis para as condições de segurança da barragem (ELETROBRÁS, 2003).

Na FIGURA 5 é apresentada uma correlação entre os instrumentos utilizados no monitoramento de barragens de terra/enrocamento e os principais tipos de deterioração.

FIGURA 5 – INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS DE TERRA/ENROCAMENTO



FONTE: (ELETROBRÁS, 2003).

Tal como nas barragens de concreto, nas barragens de terra e enrocamento também existe uma grande quantidade de instrumentos para monitorar a barragem. A frequência de leitura dos instrumentos também deve ser ajustada para cada caso em particular (ELETROBRÁS, 2003).

Organizando os dados obtidos em gráficos e tabelas, é possível identificar mudanças no comportamento da barragem em relação aos dados obtidos anteriormente, e, se os resultados estão de acordo com critérios pré-estabelecidos na fase de projeto, dando indícios de que a barragem está tendo um comportamento próximo ao que foi planejado (ANA, 2016c).

Um plano de instrumentação sem a correspondente análise periódica e interpretação dos resultados é inútil, ou mesmo nocivo, na medida em que pode causar uma falsa impressão de segurança em relação ao empreendimento (ELETROBRÁS, 2003).

2.3 MUDANÇAS CLIMÁTICAS

Cientistas vêm alertando para mudanças climáticas que estão impactando no comportamento das precipitações, alterando consideravelmente a disponibilidade de recursos hídricos (LIMA, 2014). Dado que a capacidade de retenção de água na

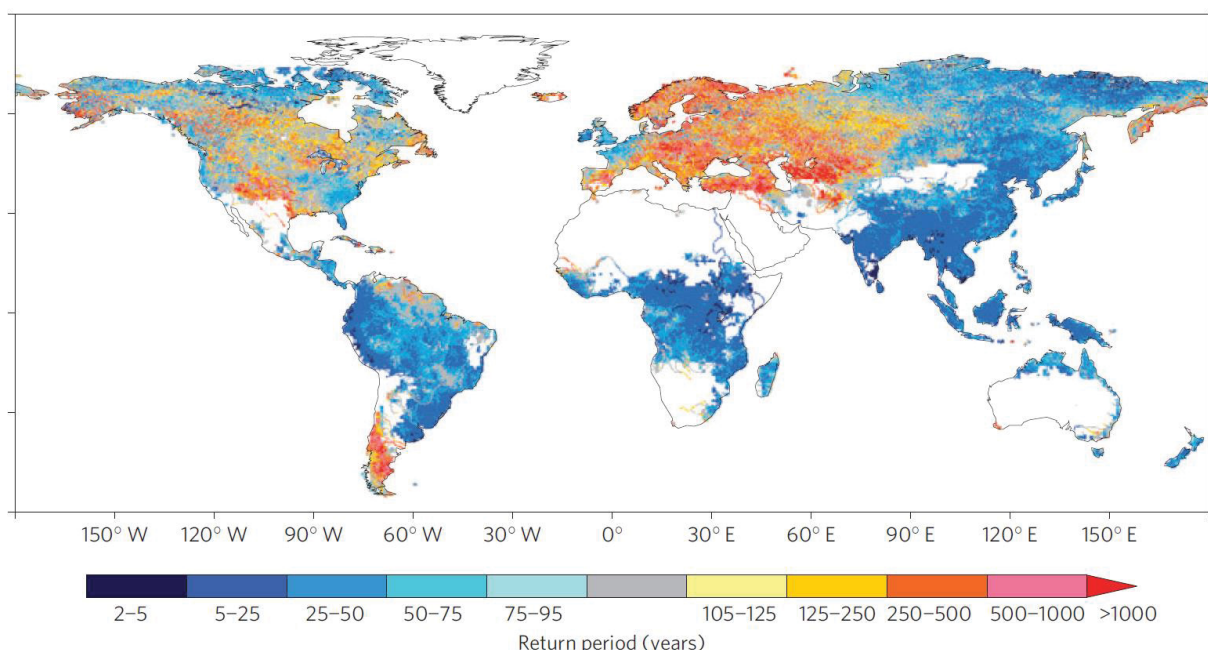
atmosfera aumenta, de forma aproximada, exponencialmente com a temperatura, o aquecimento global pode ser parcialmente responsável pelo aumento da intensidade das precipitações (MIN et al., 2011).

Estudos realizados por Min *et al.* (2011) demonstraram que o aumento dos gases de efeito estufa, produzidos pelo homem, contribuíram para a intensificação dos eventos de forte precipitação em aproximadamente dois terços das áreas terrestres do Hemisfério Norte. Outro resultado obtido mostra que os modelos climáticos globais utilizados atualmente podem ter subestimado a tendência de aumento na intensidade das precipitações, o que implica que estes eventos podem se fortalecer mais rapidamente no futuro do que o projetado, e, ter impactos mais severos que os estimados.

Um estudo que analisou o risco global de inundação no final do século XXI, através de 11 modelos climáticos, constatou um aumento na tendência de inundações na América do Sul. Na FIGURA 6, está ilustrado um mapa global em que se indica o tempo de retorno de uma vazão no final do século XXI correspondente à uma vazão com tempo de retorno de 100 anos no século XX (HIRABAYASHI et al., 2013).

Ao se analisar a região sul do Brasil na FIGURA 6, é possível constatar que uma cheia com tempo de retorno de 100 anos no século XX está prevista de ocorrer com uma frequência maior, de 5 a 50 anos.

FIGURA 6 – TEMPO DE RETORNO MÉDIO DO MODELO MÚLTIPLO NO FINAL DO SÉCULO XXI CORRESPONDENTE À VAZÃO COM TEMPO DE RETORNO DE 100 ANOS NO SÉCULO XX.



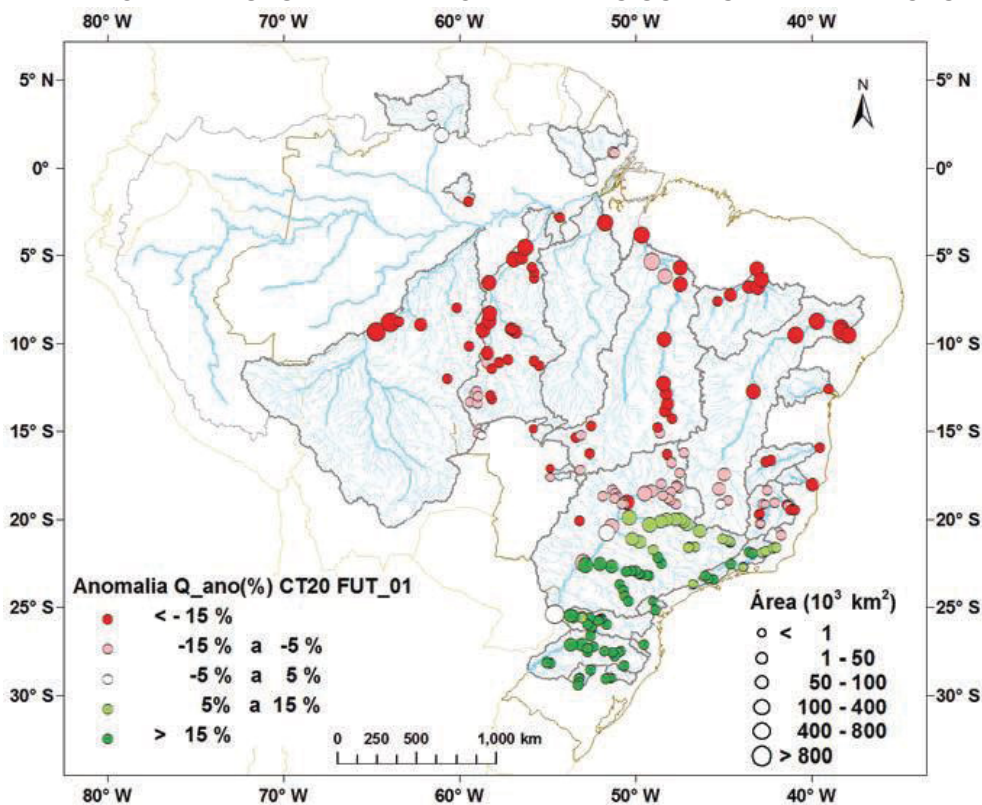
FONTE: (HIRABAYASHI et al., 2013).

Um outro estudo buscou explicar a atuação do aquecimento global no outono de 2000, que foi o mais úmido já registrado no Reino Unido, desde que os registros começaram em 1766. Chegou-se à conclusão que o aumento no risco de ocorrência de inundações na Inglaterra e no País de Gales no outono de 2000, que é atribuível às emissões de efeito estufa no século XX, foi provavelmente de mais de 90% (PALL et al., 2011).

No Brasil, as séries de vazões de diversos aproveitamentos hidrelétricos foram analisadas. Os resultados mostraram uma tendência de incremento nas vazões das usinas localizadas na bacia do Rio Paraná, Rio Uruguai e do Atlântico Sul e uma redução das vazões nas usinas localizadas nas bacias do Rio São Francisco, Atlântico Leste e parte da bacia Amazônica (LIMA, 2014).

Na FIGURA 7, está ilustrado um mapa que indica a anomalia futura de vazões médias nas usinas hidrelétricas do Sistema Interligado Nacional (SIN), prevista para o período de 2011 a 2040, com base em projeções de clima em relação a um cenário histórico de 1961 a 1990. As projeções foram produzidas utilizando o modelo Eta, que é um modelo numérico atmosférico utilizado pelo INPE para produzir previsões do tempo, com uma resolução de 20 km.

FIGURA 7 – ANOMALIA FUTURA DE VAZÃO MÉDIA NAS USINAS HIDRELÉTRICAS DO SIN.



FONTE: (LIMA, 2014).

As tendências para áreas de clima mais seco, como no Nordeste do Brasil, indicam que a precipitação se tornará menos consistente durante a estação chuvosa, porém com aumento na sua intensidade (LIMA, 2014).

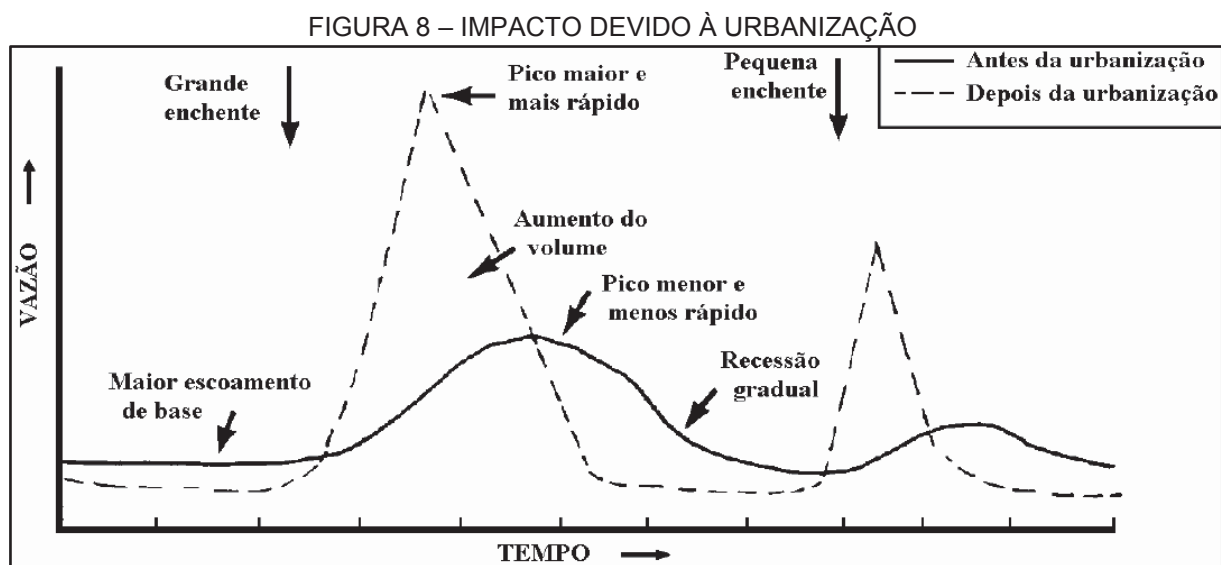
Em áreas que se tornam mais úmidas, a precipitação provavelmente será mais consistente, com eventos de precipitação mais intenso e um aumento na magnitude de eventos extremos (LIMA, 2014).

2.4 OCUPAÇÃO DO SOLO

O uso e ocupação do solo pode sofrer mudanças ao longo do tempo. A retirada de cobertura vegetal e adensamento urbano provocam implicações no ciclo hidrológico das bacias conforme pode ser visualizado na FIGURA 8 (TUCCI, 2007).

TUCCI (2005), enumera as seguintes implicações resultantes das mudanças causadas pelo uso e ocupação do solo:

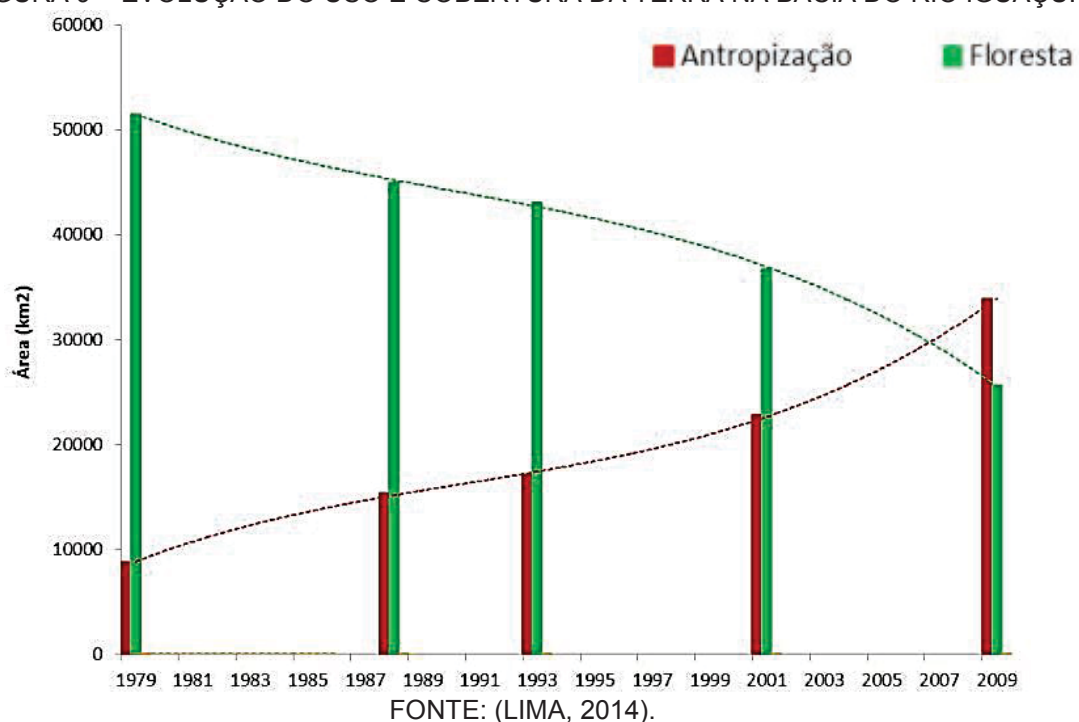
- Redução da infiltração da água no solo;
- Aumento do escoamento superficial;
- Aumento do pico de vazão, devido ao rápido transporte da água das chuvas até o exutório da bacia;
- Antecipação da ocorrência do pico de vazão;
- Redução do nível do lençol freático, devido à redução da infiltração.



FONTE: (TUCCI, 2005).

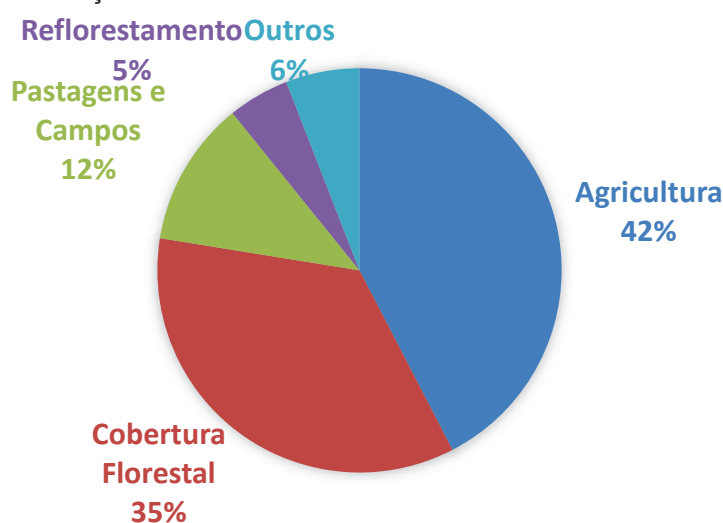
Na FIGURA 9 é possível visualizar a evolução do uso e ocupação do solo na bacia do Rio Iguaçu entre os anos de 1979 e 2009.

FIGURA 9 – EVOLUÇÃO DO USO E COBERTURA DA TERRA NA BACIA DO RIO IGUAÇU.



É possível observar que a bacia do rio Iguaçu teve mudanças significativas ao longo do tempo, e, que a antropização⁴ cresceu em um ritmo mais acelerado na última década (2000-2010). De acordo com informações disponíveis sobre o uso do solo na Bacia do rio Jordão, cerca de 40% da bacia é ocupada por agricultura e 40% por florestas e reflorestamentos conforme a FIGURA 10 (PARANÁ, 2017).

FIGURA 10 – DISTRIBUIÇÃO DAS CLASSES DE USO DO SOLO NA BACIA DO RIO JORDÃO



Fonte: (PARANÁ, 2017).

⁴ Ação do ser humano sobre o meio ambiente. Alteração das características originais.

Fica evidente a grande ocupação pela agricultura e pastagens, o que causou alterações no ciclo hidrológico da bacia do rio Jordão ao longo do tempo. Portanto, as vazões utilizadas no estudo de vazões máximas na época do projeto da barragem foram geradas em uma bacia com uso do solo distinto do atual.

2.5 ESTABILIDADE DE BARRAGENS

Nos estudos de estabilidade de barragens, diferentes condições de carregamentos são consideradas. Estes carregamentos são ações que podem ser aplicadas na barragem ao longo da sua vida como: cargas hidrostáticas, hidrodinâmicas, forças sísmicas e empuxos de terraplenos (ELETROBRÁS, 2003).

2.5.1 Níveis de água

Como as pressões hidrostáticas variam linearmente com a profundidade, os níveis de água têm um impacto direto na análise de estabilidade das barragens, pois interferem diretamente nos pesos, empuxos e subpressão que são aplicadas nas análises.

Dentre os níveis de água estão os níveis: mínimo, normal e máximo de montante e jusante da barragem, que são definidos de acordo com os estudos hidráulicos e hidrológicos do Projeto Básico.

O Projeto Básico fornece uma visão global da obra, caracterizando todos os elementos, serviços, materiais e equipamentos, já o Projeto Executivo detalha as soluções.

2.5.2 Cheia de projeto da barragem

É a cheia caracterizada pela máxima hidrógrafa afluyente ao reservatório. Para barragens maiores que 30m, ou cujo colapso envolva riscos de perdas de vidas humanas, a vazão de projeto será a cheia máxima provável. Para grandes barragens também é adotado o tempo de retorno de 10.000 anos.

2.6 AÇÕES DE PROJETO

As cargas atuantes nas estruturas civis de um aproveitamento hidrelétrico podem ser separadas em ações permanentes e acidentais.

2.6.1 Cargas permanentes

As cargas que têm valores constantes ou pequenas variações em torno de sua média são chamadas de cargas permanentes, podendo estas ações ser diretas ou indiretas.

2.6.1.1 Peso próprio

O peso próprio da estrutura é uma função do seu volume e peso específico dos materiais que o constituem. No caso do concreto armado, massa e compactado com rolo este valor varia, em geral, de 21 a 26 kN/m³, já para a água é adotado o peso específico de 10kN/m³ (ELETROBRÁS, 2003).

2.6.1.2 Cargas diversas

A carga permanente também é constituída pelos demais elementos construtivos fixos e demais instalações permanentes (ELETROBRÁS, 2003).

2.6.2 Pressões e Empuxos Hidrostáticos

As pressões hidrostáticas variam linearmente com a profundidade, gerando empuxos horizontais de acordo com a EQUAÇÃO 6 (ELETROBRÁS, 2003).

$$H = \frac{1}{2} \times \gamma_{H_2O} \times h^2 \quad (6)$$

onde:

H = pressão hidrostática, em kN/m;

γ_{H_2O} = peso específico da água, em kN/m³;

h = altura da coluna de água, em m.

2.6.3 Pressões Hidrodinâmicas

As pressões hidrodinâmicas que atuam em barragens podem ser determinadas por meio da EQUAÇÃO 7 (ELETROBRÁS, 2003).

$$P_E = \frac{4}{7} \times \alpha_h \times \gamma_{H_2O} \times h^2 \quad (7)$$

onde:

P_E = pressão hidrodinâmica, em kN/m;

α_h = coeficiente sísmico.

O coeficiente sísmico corresponde a acelerações em relação à gravidade. No Brasil, são adotadas acelerações de 0,05g na direção horizontal e 0,03 na direção vertical (ELETROBRÁS, 2003).

2.6.4 Pressões de material assoreado

O empuxo devido ao acúmulo de sedimento à montante da barragem deve ser calculada de acordo com a EQUAÇÃO 8.

$$P_s = \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{sedimento}} \times h^2 \times \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right) \quad (8)$$

onde:

P_s = força horizontal, em kN/m;

$\gamma_{\text{sedimento}}$ = peso específico do sedimento, em kN/m³;

h = altura da camada de sedimento

φ = ângulo de atrito do material, em graus.

2.6.5 Pressões Dinâmicas de material assoreado

Caso a barragem seja suscetível ao assoreamento, as pressões dinâmicas podem ser determinadas de acordo com o que recomenda o USACE (2005). No caso de materiais assoreados siltosos, a pressão horizontal do material assoreado é considerada como sendo de 13,62kN/m³ e a pressão vertical como sendo um solo com peso de 19,22kN/m³.

2.6.6 Empuxos de aterro

O empuxo de aterro deve ser calculado conforme cada caso, podendo ser para a condição ativa, passiva ou no repouso.

2.6.7 Pressões Dinâmicas de Aterros

Assim como as pressões de material assoreado, as pressões dinâmicas de aterros também podem ser calculadas de acordo com as recomendações do USACE

(2005), que sugere que seja utilizada a teoria de Mononobe-Okabe, em que se considera que uma cunha de solo delimitada pela estrutura e um plano de falha assumido se movem como um corpo rígido com a mesma aceleração horizontal.

2.6.8 Subpressão

A subpressão é um campo de pressões que ocorrem devido à percolação da água nas fundações ou em seções de concreto, de rocha e de aterros (ELETROBRÁS, 2003).

2.7 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

A verificação da estabilidade global de barragens é realizada por meio da combinação de ações atuantes. Cada caso de carregamento é determinado de acordo com os critérios de projeto da Eletrobrás. Para o cálculo da estabilidade global é necessário considerar as condições de carregamento Normal, Excepcional, Limite e de Construção (ELETROBRÁS, 2003).

2.7.1 Caso de Carregamento Normal – CCN

Refere-se às combinações de carregamento que apresentam grande probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da estrutura (ELETROBRÁS, 2003).

2.7.2 Caso de Carregamento Excepcional – CCE

Corresponde às combinações de carregamento com baixa probabilidade de ocorrer ao longo da vida útil da estrutura. São considerados nestas combinações o caso de carregamento normal associado a ações excepcionais, como: a cheia de projeto, defeitos na drenagem, sismos, etc. (ELETROBRÁS, 2003).

2.7.3 Caso de Carregamento Limite – CCL

Refere-se às combinações de carga com probabilidade muito baixa ou remota de ocorrer. Estas combinações costumam considerar mais de uma ação excepcional ocorrendo simultaneamente (ELETROBRÁS, 2003).

2.7.4 Caso de Carregamento de Construção – CCC

Remete às combinações de ações que apresentem probabilidade de ocorrência durante a execução da obra e quaisquer outras condições semelhantes que possam ocorrer durante períodos curtos em relação à sua vida útil (ELETROBRÁS, 2003).

2.8 ESTABILIDADE GLOBAL DE ESTRURAS DE CONCRETO

No projeto de barragens, a segurança global é verificada considerando a estrutura somente com movimentos de corpo rígido. É verificada a condição de segurança em relação à quatro condições fictícias: flutuação, tombamento, deslizamento e de tensões normais na estrutura e na base da fundação (ELETROBRÁS, 2003).

2.8.1 Segurança à Flutuação

O fator de segurança à flutuação (FSF) concerne à relação entre o somatório das forças gravitacionais e o somatório das forças de subpressão conforme a EQUAÇÃO 9.

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U} \quad (9)$$

onde:

FSF = fator de segurança à flutuação;

$\sum V$ = somatório das forças gravitacionais, em kN;

$\sum U$ = somatório das forças de subpressão, em kN;

Os fatores de segurança para a verificação da flutuação são exibidos na TABELA 7.

TABELA 7 – FATORES DE SEGURANÇA À FLUTUAÇÃO

Verificação		Casos de Carregamento			
		CCN	CCE	CCL	CCC
Flutuação	FSF>	1,3	1,1	1,1	1,2

FONTE: ELETROBRÁS (2003).

2.8.2 Segurança ao Tombamento

O fator de segurança ao tombamento (FST) corresponde à relação entre o somatório de momentos estabilizantes e o somatório dos momentos de tombamento conforme a EQUAÇÃO 10.

$$FST = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} \quad (10)$$

onde:

FST = fator de segurança ao tombamento;

$\sum M_e$ = somatório dos momentos estabilizantes, em kN.m;

$\sum M_t$ = somatório das forças de tombamento, em kN.m;

Os fatores de segurança para a verificação da flutuação são mostrados na TABELA 8.

TABELA 8 – FATORES DE SEGURANÇA AO TOMBAMENTO

Verificação		Casos de Carregamento			
		CCN	CCE	CCL	CCC
Tombamento	FST >	1,5	1,2	1,1	1,3

FONTE: ELETROBRÁS (2003).

2.8.3 Segurança ao Deslizamento

O fator de segurança ao deslizamento (FSD) corresponde à relação entre a força horizontal resistente e o somatório das forças horizontais aplicadas conforme a EQUAÇÃO 11.

$$FSD = \frac{\frac{\sum N \times \tan \varphi}{FSD_\varphi} \times \frac{c \times A}{FSD_c}}{\sum T} \geq 1 \quad (11)$$

onde:

FSD = fator de segurança ao deslizamento;

c = parâmetros de coesão, em kPa;

φ = parâmetros de ângulo de atrito, em graus;

A = área da superfície de contato, em m²;

$\sum N$ = somatório de forças normais à superfície de deslizamento, em kN;

$\sum T$ = somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento, em kN.

Este método aplica sobre as parcelas resistentes valores de coeficientes de segurança parciais, que penalizam diferentemente o ângulo de atrito e a coesão conforme a TABELA 9

TABELA 9 – FATORES DE REDUÇÃO DA RESISTÊNCIA DO ATRITO E DA COESÃO

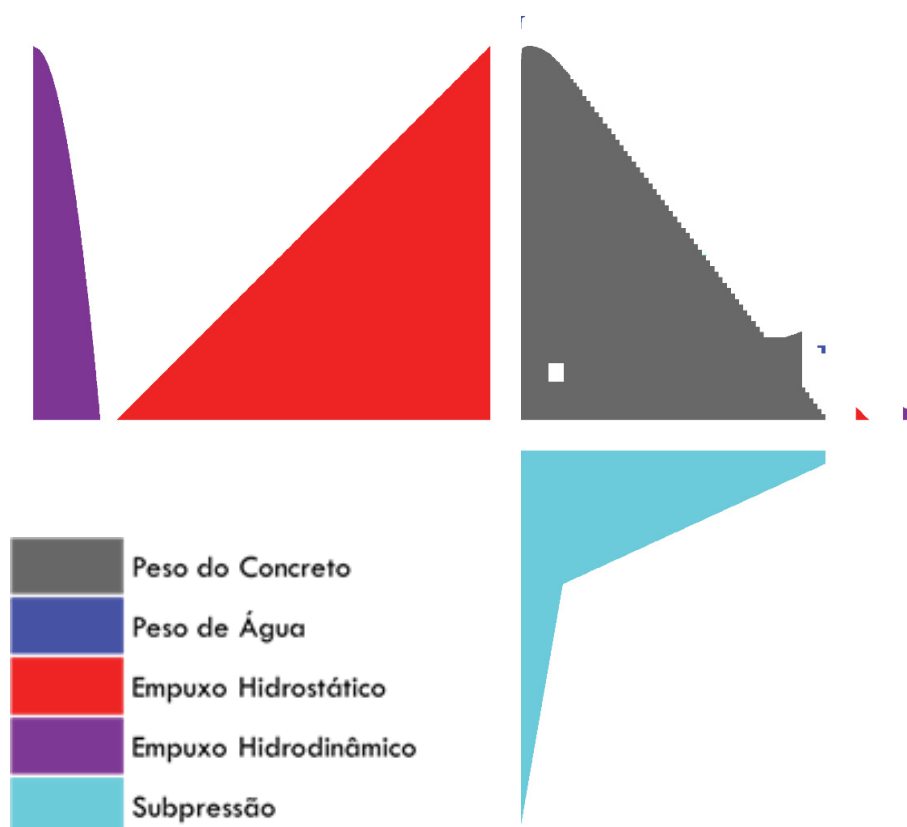
Fatores de Redução	Casos de Carregamento			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FSD _c	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)	2,0 (2,5)
FSD _φ	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,1 (1,3)	1,3 (1,5)

FONTE: ELETROBRÁS (2003).

Caso se tenha um bom conhecimento a respeito dos parâmetros de resistência dos materiais, ou estes apresentem pouca dispersão, pode se utilizar os valores fora dos parênteses, caso contrário devem ser utilizados os valores entre parênteses (ELETROBRÁS, 2003).

A FIGURA 11 retrata o perfil de um vertedouro de soleira livre com a aplicação das cargas externas.

FIGURA 11 – CARREGAMENTOS ATUANTES NA BARRAGEM



FONTE: O Autor (2019).

2.9 CONFIABILIDADE E SEGURANÇA

2.9.1 Fator de segurança

Uma obra está sujeita a fatores aleatórios e variáveis que fogem do controle humano. Por isso, uma estrutura é dimensionada para que as resistências (R) não sejam menores que as solicitações (S). Desta forma, a não ocorrência de ruína exige que o fator de segurança (FS) seja maior que um, conforme exemplificado na EQUAÇÃO 12 (AOKI, 2008).

$$FS = \left(\frac{R}{S} \right) > 1 \quad (12)$$

Dentre várias possibilidades de análise de segurança, Hansen (1965) sugeriu a aplicação do fator de segurança no dimensionamento de obras geotécnicas. De acordo com o princípio das ações últimas, as solicitações são majoradas por um coeficiente de ponderação das ações (γ_s) e a estrutura deve suportar tal ação.

$$FS = \left(\frac{R}{\gamma_s * S} \right) > 1 \quad (13)$$

Por outro lado, pode-se minorar as resistências, de acordo com o princípio das tensões admissíveis, por um coeficiente de ponderação das resistências (γ_m) e sob carregamento, a tensão alcançada não deve superar o valor admissível.

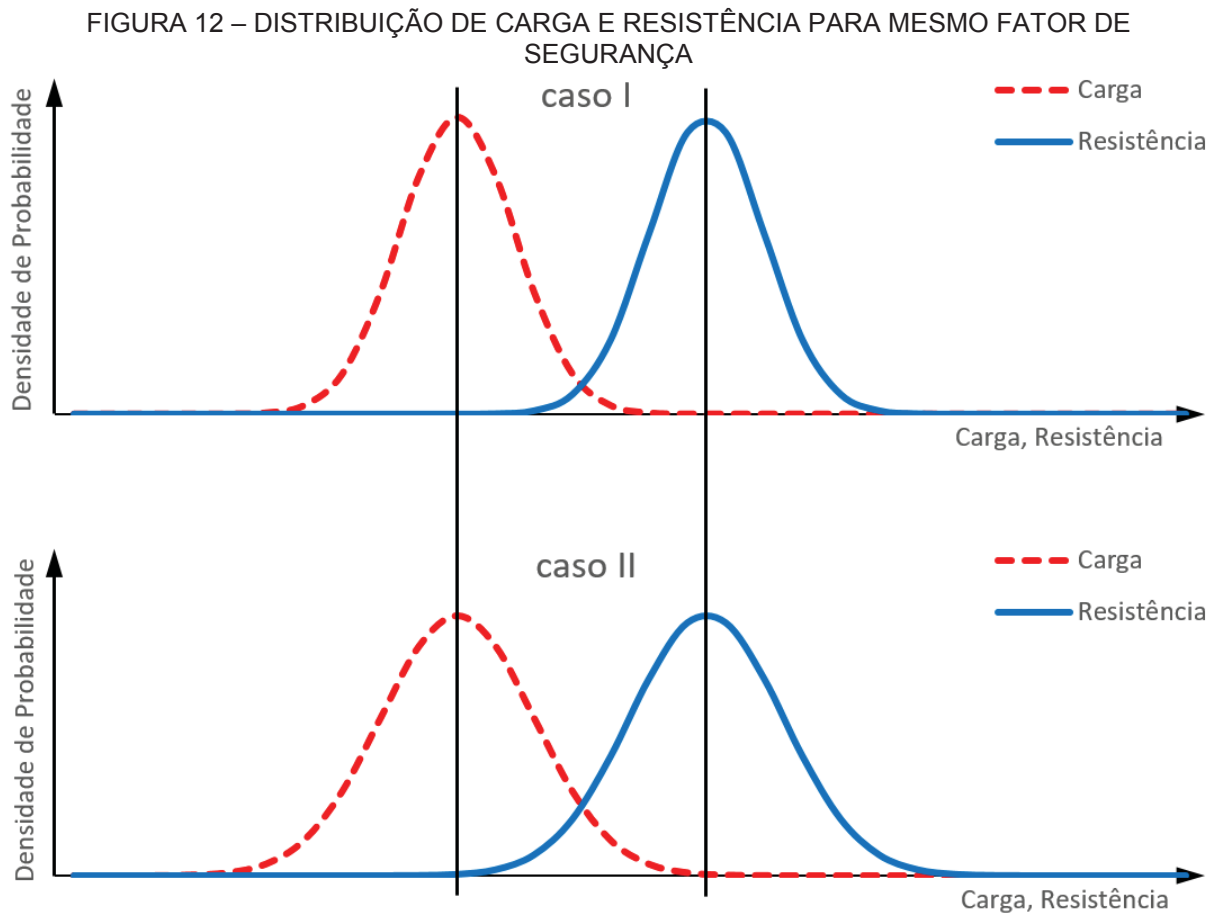
$$FS = \left(\frac{\frac{R}{\gamma_m}}{S} \right) > 1 \quad (14)$$

Com base nos princípios anteriores, no princípio dos fatores parciais de segurança, as solicitações são majoradas e as resistências minoradas fazendo uma junção da EQUAÇÃO 13 e EQUAÇÃO 14.

$$FS = \left(\frac{\frac{R}{\gamma_m}}{\gamma_s * S} \right) > 1 \quad (15)$$

Muitas normas utilizam coeficientes de ponderação das ações e das resistências, combinando as ações de forma que possam ser determinados os efeitos mais severos para a estrutura (ABNT, 2014).

Na FIGURA 12, estão ilustrados dois exemplos de distribuição de parcelas de cargas e resistência. O Caso I tem desvios padrões inferiores ao do Caso II, mesmo assim, o fator de segurança obtidos nos dois casos é o mesmo.



FONTE: Adaptado de Johansson (2005).

Em 1964 o Comitê Europeu do Concreto (CEB) adotou o princípio dos fatores parciais de segurança, porém introduziram a utilização de resistências e ações características definidas pela EQUAÇÃO 16 e 17, respectivamente (AOKI, 2008).

$$R_k = R_m - k \sigma_r \quad (16)$$

$$S_k = S_m - k \sigma_s \quad (17)$$

O CEB descreve este conceito estatístico como aproximação “semi-probabilista”, tendo em vista que ainda consideram que a condição limite é dada por um valor de FS=1 conforme a EQUAÇÃO 18 (CASTRO, 1997).

$$FS_k = \left(\frac{\frac{R_k}{\gamma_m}}{\gamma_s * S_k} \right) > 1 \quad (18)$$

Nesse modelo, a estatística foi utilizado somente para definir os valores característicos e não para determinar os coeficientes parciais de cálculo (CASTRO, 1997).

2.9.2 Índice de Confiabilidade e Probabilidade de Ruptura

A probabilidade de ruptura (P_r) pode ser obtida por meio do cálculo do índice de confiabilidade (β) que pode ser definido pela EQUAÇÃO 19 (AOKI, 2008).

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (19)$$

onde:

μ_M = valor da média da função da margem de segurança;

σ_M = valor do desvio padrão da função da margem de segurança.

Nas análises de estabilidade em que a resistência e a carga sejam normalmente distribuídas, a margem de segurança também será normalmente distribuída e o índice de confiabilidade (β) pode ser obtido conforme a EQUAÇÃO 20 (AOKI, 2008).

$$\beta = \frac{(FS_{med} - 1) \mu_s}{\sigma_M} \quad (20)$$

onde:

FS_{med} = valor médio do fator de segurança da distribuição;

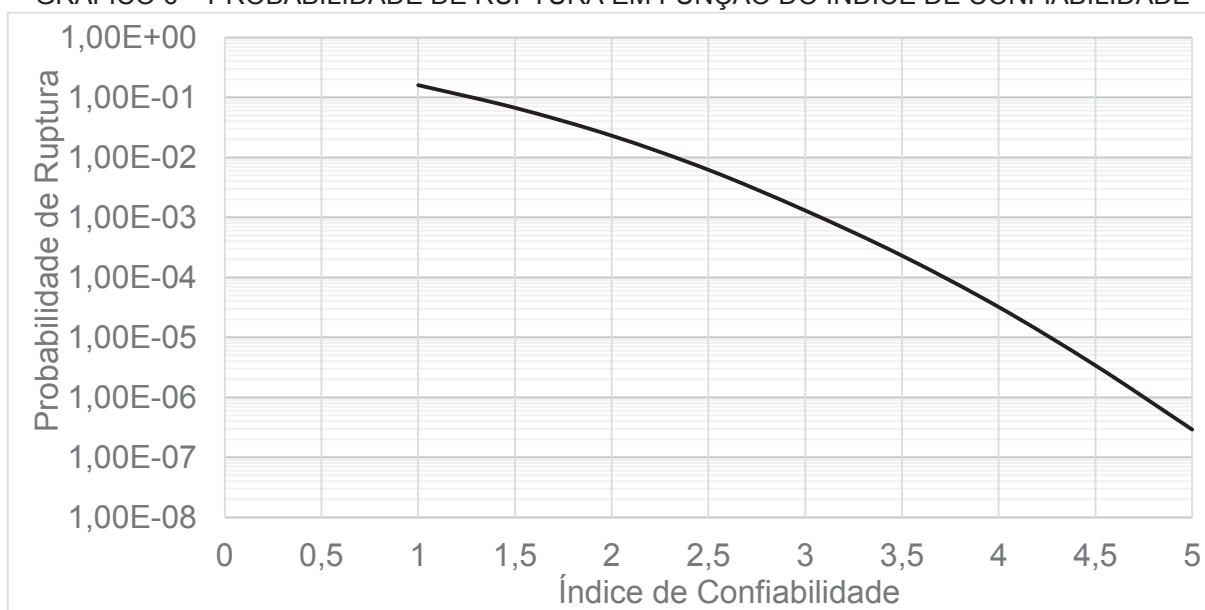
1 = valor que corresponde à ruptura;

μ_s = valor da solicitação média;

σ_M = valor do desvio padrão da função da margem de segurança.

O valor de β complementa o valor de FS e permite estimar a probabilidade de ruptura, conforme está ilustrado no GRÁFICO 6.

GRÁFICO 6 – PROBABILIDADE DE RUPTURA EM FUNÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE



FONTE:USACE (1997).

A probabilidade de ruptura (P_r) de uma barragem pode ser obtida por meio do cálculo do índice de confiabilidade (β) e a sua relação está listada na TABELA 10.

TABELA 10 – VALORES DE B PARA CADA PROBABILIDADE DE FALHA

Desempenho esperado	Índice de Confiabilidade (β)	Probabilidade de Falha
Alto	5,0	0,0000003
Bom	4,0	0,00003
Acima da média	3,0	0,001
Abaixo da média	2,5	0,006
Pobre	2,0	0,023
Insatisfatório	1,5	0,07
Perigoso	1,0	0,16

FONTE: USACE (1997).

O índice de confiabilidade é uma medida da condição atual e fornecem uma estimativa do desempenho esperado da barragem.

2.9.3 Método de Monte-Carlo

A simulação de Monte Carlo fornece uma das abordagens genéricas mais úteis para a computação estatística (KROESE; RUBINSTEIN, 2012). O método permite solucionar problemas matemáticos por meio da simulação de qualquer processo, cujo andamento dependa de fatores aleatórios (FERNANDES, 2005).

O método parte da modelagem quantitativa de um problema e da definição das variáveis envolvidas. Esta modelagem é realizada por uma expressão matemática existente ou criada tomando-se por base um experimento, ou análise de regressão (KROESE; TAIMRE; BOTEV, 2011).

Para cada variável da equação, é definida uma distribuição de probabilidade que retrate da melhor forma a sua probabilidade de ocorrência. As distribuições podem ser contínuas, quando a variável é expressa em uma escala contínua, ou discretas, quando a variável assume valores específicos. Uma das formas de decidir qual distribuição utilizar é por meio da análise do histograma dos dados. Ao sobrepor diferentes distribuições sobre o histograma, adota-se a que apresenta o melhor ajuste. Estas distribuições podem ser do tipo normal, triangular, uniforme entre outras (KROESE; TAIMRE; BOTEV, 2011).

A simulação consiste em gerar valores aleatórios para cada variável de acordo com as distribuições de probabilidade definidas (KROESE; TAIMRE; BOTEV, 2011).

O processo é repetido inúmeras vezes e os resultados da expressão matemática são analisadas por técnicas estatísticas (KROESE; TAIMRE; BOTEV, 2011). Dessa forma é possível construir um histograma para traçar a função de probabilidade dos resultados da expressão matemática simulada, além de calcular a média, desvio padrão e intervalo de confiança dos resultados (FLORES, 2008).

Não há um número específico de iterações que deve ser empregado. Porém, para a escolha do número de iterações, é necessário definir o nível de precisão desejado (ANGELOTTI et al., 2008). Quanto maior o número de observações maior é a precisão dos resultados e o custo computacional (FERNANDES, 2005).

2.10 ESTUDO DE VAZÕES MÁXIMAS

O estudo de vazões máximas consiste em avaliar a probabilidade de ocorrência de um determinado evento hidrometeorológico extremo, de forma a subsidiar os dimensionamentos das estruturas vertentes, de desvio do rio e a definição das cotas de proteção das estruturas civis estanques. Usualmente são utilizados o método estatístico, ajustando-se curvas de distribuição de probabilidade, e o método determinístico através da obtenção da Precipitação Máxima Provável (PMP) e da Cheia Máxima Provável (CMP) (CAVALCANTI; REIS, 2017). A análise de frequência

pode ser classificada em local ou regional de acordo com o ponto de vista da extensão espacial das informações envolvidas (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

2.10.1 Análise local de frequência de cheias

O método da Análise de Frequência Local é o método mais tradicional e usual e consiste da análise de frequência das séries de vazões máximas diárias anuais, com aplicação das distribuições de frequência (CAVALCANTI; REIS, 2017).

Na análise de frequência local, a definição dos valores da variável hidrológica associados a certas probabilidades de excedência, é realizada utilizando uma única série de registros hidrométricos ou hidrometeorológicos, observados em certa estação fluviométrica, ou pluviométrica, ou climatológica (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

2.10.2 Verificação dos dados amostrais

Antes de iniciar os estudos hidrológicos é necessário realizar a análise de consistência dos dados brutos disponíveis para detectar erros e inconsistências nos registros. Esta análise tem necessidade de ser realizada para um conjunto de estações situadas na mesma bacia ou área hidroclimaticamente homogênea (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

2.10.2.1 Representatividades

A confiabilidade dos parâmetros calculados depende da série histórica constituída. A série precisa ser representativa da variável em questão, possuir um número suficiente de elementos e não apresentar erros de observação ocasionais e/ou sistemáticos (TUCCI, 2007).

2.10.2.2 Aleatoriedade

A aleatoriedade significa que as flutuações da variável hidrológica analisada decorrem de causas naturais. Caso exista um reservatório a montante do ponto de observação, as manobras realizadas que afetam a vazão afluente implicam na não-aleatoriedade dos valores da série (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

2.10.2.3 Independência

A independência de vazões procura assegurar que não exista dependência entre os elementos que constituem a série. Para vazões máximas anuais é pequena a chance de ocorrer dependência, visto o grande intervalo de tempo entre as enchentes, e pelo fato de que a escolha da vazão máxima é realizada dentro do ano hidrológico (TUCCI, 2007).

2.10.2.4 Homogeneidade

A homogeneidade pretende assegurar que as observações tenham sido extraídas de uma única população (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

2.10.2.5 Estacionaridade

A estacionaridade de uma série se dá quando não ocorrem modificações nas características estatísticas da sua população ao longo do tempo. Uma série pode apresentar não-estacionaridade quando ocorrem mudanças nas características do escoamento pela urbanização, desmatamento, ou construção de reservatórios (TUCCI, 2007).

2.10.2.6 Pontos amostrais atípicos

É preciso realizar a identificação e tratamento de eventuais pontos atípicos. Em uma determinada série de observações, pode apresentar um ponto amostral atípico do ponto de vista estatístico, quando ele se desvia significativamente do conjunto dos outros pontos (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

2.10.3 Distribuições estatísticas

Os métodos estatísticos tradicionais ajustam distribuições estatísticas de probabilidade de acordo com vazões de enchentes observadas (TUCCI, 2007)

Não existe distribuição específica capaz de, sob quaisquer condições, descrever o comportamento da variável em foco. Desta forma é recomendado selecionar a distribuição que seja capaz de sintetizar as principais características

estatísticas da amostra e prever quantis hipotéticos com a maior confiabilidade possível (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

O alto grau de subjetividade envolvido no processo de escolha de uma distribuição de probabilidade pode levar a resultados distintos, dependendo dos critérios adotados (WARSZAWSKI, 2013).

Um critério de escolha utilizado é a comparação entre o coeficiente de assimetria amostral e o valor de assimetria teórico esperado para uma determinada distribuição de probabilidade (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

O coeficiente de assimetria é um número que indica o quão positivo ou negativo é o desvio em relação à média. No Brasil, caso seja inferior que 1,5, recomenda-se utilizar a distribuição de *Gumbel*, (extremos do tipo I) que tem coeficiente de assimetria igual a 1,14, se for maior que 1,5 recomenda-se a distribuição Exponencial (estimada pelo método dos momentos) que tem coeficiente de assimetria igual a 2,0 (ELETROBRÁS, 2000).

Após a escolha de uma distribuição de probabilidade, que represente as características probabilísticas de um fenômeno hidrológico, deve-se escolher um método para estimar seus parâmetros. O cálculo destes parâmetros pode ser realizado por vários métodos, sendo os mais empregados o método dos momentos, o método da máximas verossimilhança e o método dos momentos-L (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

2.10.3.1 Distribuição de Gumbel

A distribuição de Gumbel, é a distribuição mais usada na análise de frequência de variáveis hidrológicas máximas. A função inversa da acumulada de probabilidade (FAP), da distribuição de Gumbel para máximos, pode ser escrita de acordo com a EQUAÇÃO 21 (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

$$x(T) = \beta - \alpha \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \quad (21)$$

onde:

α = parâmetro de escala;

β = parâmetro de posição;

T = tempo de retorno, em anos;

Estimando os parâmetros pelo método dos momentos, o estimador α é dado pela EQUAÇÃO 22, e o estimador β é dado pela EQUAÇÃO 23 (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

$$\alpha = \frac{S_x}{1,283} \quad (22)$$

$$\beta = \bar{x} - 0,45 S_x \quad (23)$$

onde:

\bar{x} = média da amostra;

S_x = desvio padrão da amostra;

2.10.3.2 Distribuição Exponencial

A distribuição Exponencial tem aplicações em diversas áreas do conhecimento humano, e, em particular, às variáveis hidrológicas. A FAP da distribuição Exponencial pode ser escrita de acordo com a EQUAÇÃO 24 (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

$$x(T) = \beta - \alpha \ln\left(\frac{1}{T}\right) \quad (24)$$

onde:

α = parâmetro de escala;

β = parâmetro de posição;

T = tempo de retorno, em anos;

Estimando os parâmetros pelo método dos momentos, o estimador α é dado pela EQUAÇÃO 25 e o estimador β é dado pela EQUAÇÃO 26 (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

$$\alpha = S_x \quad (25)$$

$$\beta = \bar{x} - S_x \quad (26)$$

onde:

\bar{x} = média da amostra;

S_x = desvio padrão da amostra;

2.10.3.3 Distribuição Generalizada de Eventos Extremos - GEV

A distribuição Generalizada de Eventos Extremos, ou distribuição GEV tem a FAP escrita de acordo com a EQUAÇÃO 27 (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

$$x(T) = \beta + \frac{\alpha}{k} \cdot \left\{ 1 - \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right]^k \right\}; k \neq 0 \quad (27)$$

onde:

k = parâmetro de forma;

α = parâmetro de escala;

β = parâmetro de posição;

T = tempo de retorno, em anos;

Estimando os parâmetros pelos momentos-L, o parâmetro de forma k da distribuição GEV, pode ser obtido por meio da EQUAÇÃO 28 e EQUAÇÃO 29 (HOSKING; WALLIS, 1997).

$$k = 7,8590c + 2,9554c^2 \quad (28)$$

onde:

$$c = \frac{2\lambda_2}{\lambda_3 + 3\lambda_2} - \frac{\ln(2)}{\ln(3)} \quad (29)$$

O parâmetro de escala α é obtido por meio da EQUAÇÃO 30 e o parâmetro de posição β , pode ser obtido por meio da EQUAÇÃO 31 (HOSKING; WALLIS, 1997).

$$\alpha = \frac{k\lambda_2}{(1 - 2^{-k}) \Gamma(1 + k)} \quad (30)$$

$$\beta = \lambda_1 - \frac{\alpha}{k} [1 - \Gamma(1 + k)] \quad (31)$$

Os estimadores dos momentos-L podem ser calculados através das EQUAÇÕES 32 a 35 (HOSKING; WALLIS, 1997).

$$\lambda_1 = \beta_0 \quad (32)$$

$$\lambda_2 = 2\beta_1 - \beta_0 \quad (33)$$

$$\lambda_3 = 6\beta_2 - 6\beta_1 + \beta_0 \quad (34)$$

$$\lambda_4 = 20\beta_3 - 30\beta_2 + 12\beta_1 - \beta_0 \quad (35)$$

Em uma amostra de vazões máximas anuais, organizadas em ordem crescente, $(x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_n)$ os estimadores de β_r são calculados de acordo com as EQUAÇÕES 36 a 39 (HOSKING; WALLIS, 1997).

$$\beta_0 = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n x_{(j)} \quad (36)$$

$$\beta_1 = \frac{1}{n} \sum_{j=2}^n \frac{(j-1)}{(n-1)} x_{(j)} \quad (37)$$

$$\beta_2 = \frac{1}{n} \sum_{j=3}^n \frac{(j-1) \cdot (j-2)}{(n-1) \cdot (n-2)} x_{(j)} \quad (38)$$

$$\beta_3 = \frac{1}{n} \sum_{j=4}^n \frac{(j-1) \cdot (j-2) \cdot (j-3)}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (n-3)} x_{(j)} \quad (39)$$

onde:

n = tamanho da amostra;

As razões de momentos-L podem ser definidas como (HOSKING; WALLIS, 1997).

$$\tau_1 = \lambda_1 \quad (40)$$

$$\tau_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1} \quad (41)$$

$$\tau_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2} \quad (42)$$

$$\tau_4 = \frac{\lambda_4}{\lambda_2} \quad (43)$$

onde:

τ_2 = Coeficiente de variação-L;

τ_3 = Coeficiente de assimetria-L;

τ_4 = Coeficiente de curtose-L;

2.10.4 Testes de aderência e Distribuição de Vazões

Os testes de aderência permitem verificar se uma variável aleatória discreta segue uma distribuição de Poisson ou se uma variável aleatória contínua é distribuída segundo um modelo de *Gumbel*. Uma vez comprovada aderência dos dados existentes à distribuição estatística, as vazões recorrentes para tempos de retorno elevados são determinadas matematicamente, de acordo com a equação que rege a distribuição escolhida (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

As vazões máximas calculadas estão associadas a um tempo de retorno, a qual permite indiretamente estimar o risco envolvido nas diversas fases de implantação e operação do empreendimento (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

2.10.5 Análise regional de frequência de cheias

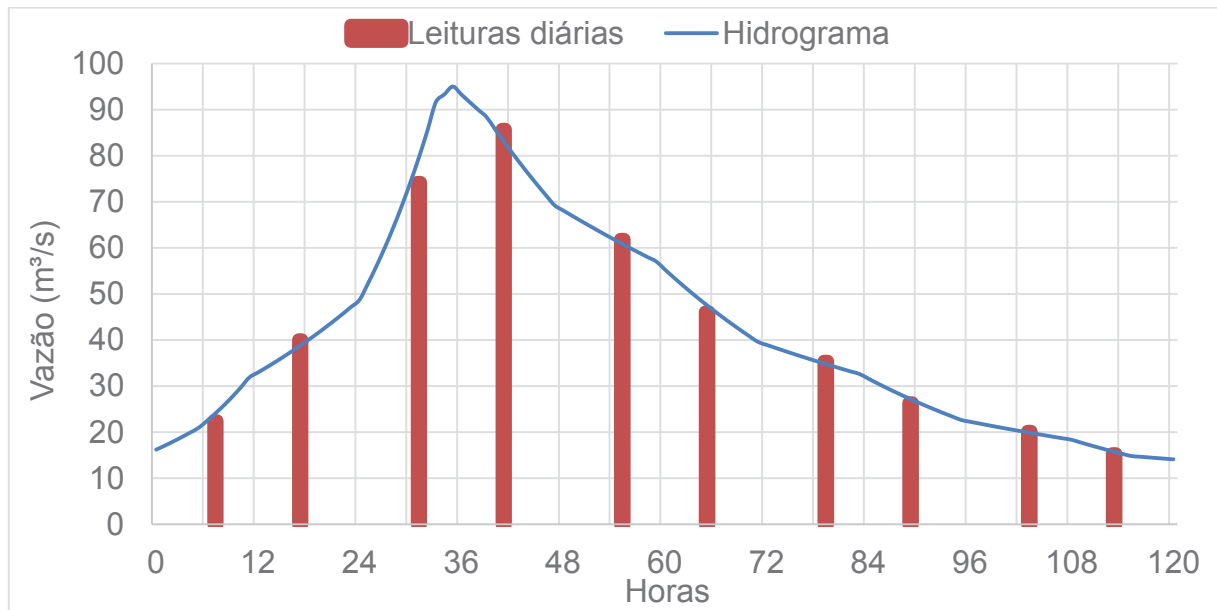
Na análise de frequência regional, a definição dos valores da variável hidrológica, associadas a certas probabilidades de excedência, é realizada utilizando várias estações de uma região geográfica que apresentem semelhanças fisiográficas, climáticas e/ou estatísticas, a quais justifiquem a transferência de informações de um local para outro (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

A análise de frequência regional pode ser utilizada na estimativa de variáveis hidrológicas em locais que não possuem uma coleta sistemática de informações, e, também como forma de aumentar a confiabilidade das estimativas dos parâmetros de uma distribuição de probabilidades, para identificar a ausência de postos de observação em partes de uma região, bem como para verificar a consistência das séries hidrológicas (NAGHETTINI; PINTO, 2007).

2.10.6 Vazões instantâneas

Raramente a maior vazão registrada em um posto fluviométrico coincide com a maior vazão que efetivamente ocorreu. Isso se deve ao fato de que na maioria das estações fluviométricas as leituras não são contínuas e sim pontuais, realizadas às 7:00h e 17:00h, conforme exemplificado na FIGURA 13. Por este motivo, faz-se necessário realizar a correção dos resultados obtidos, convertendo as vazões máximas diárias em vazões máximas instantâneas (WARSZAWSKI, 2013).

FIGURA 13 – EXEMPLO DE HIDROGRAMA DE CHEIA E LEITURAS PONTUAIS



FONTE: O autor (2019).

Visando estimar as vazões máximas instantâneas, foram desenvolvidas algumas equações. Dentre os métodos mais utilizados então o de Fuller, que relaciona a razão entre a máxima vazão instantânea e a máxima média diária e o de Sangal, que utiliza uma combinação da sequência das vazões médias diárias (STEINER; FILL, 2003).

2.10.6.1 Método de Fuller

Fuller foi um dos primeiros pesquisadores a obter uma fórmula para obter a vazão máxima instantânea. A EQUAÇÃO 44, desenvolvida por Fuller, usa como única variável explicativa para a relação entre a máxima média diária e a máxima instantânea a área de drenagem (AD) do ponto considerado. O método pode superestimar os resultados para bacias de grandes áreas de drenagem (STEINER; FILL, 2003).

$$Q_{MAX} = Q_{DIA} \times 1 + \frac{2,66}{AD^{-0,3}} \quad (44)$$

onde:

Q_{MAX} = vazão de pico, em m³/s;

Q_{DIA} = vazão média diária no dia, em m³/s;

AD = área de drenagem, em km²;

2.10.6.2 Método de Sangal

A EQUAÇÃO 45, desenvolvida por Sangal, estima a vazão máxima instantânea a partir da vazão média diária máxima observada e das vazões médias correspondentes ao dia anterior e posterior à ocorrência da vazão máxima. É preciso levar em consideração que o método de Sangal pode subestimar os resultados para bacias de pequenas áreas de drenagem (STEINER; FILL, 2003).

$$Q_{MAX} = \frac{4 \times Q_{DIA} - Q_{ANT} - Q_{POST}}{2} \quad (45)$$

onde:

Q_{MAX} = vazão de pico, em m³/s;

Q_{DIA} = vazão média diária no dia, em m³/s;

Q_{ANT} = vazão média diária no dia anterior, em m³/s;

Q_{POST} = vazão média diária no dia posterior, em m³/s.

2.11 VERTEDOUROS DE SOLEIRA LIVRE

Vertedouros são estruturas hidráulicas construídas com a finalidade de liberar água de um reservatório para jusante com segurança. Os vertedouros de soleira livre não possuem comporta, desta forma, sempre que o nível do reservatório é superior à crista do vertedouro a água é vertida para jusante (AKAN, 2006).

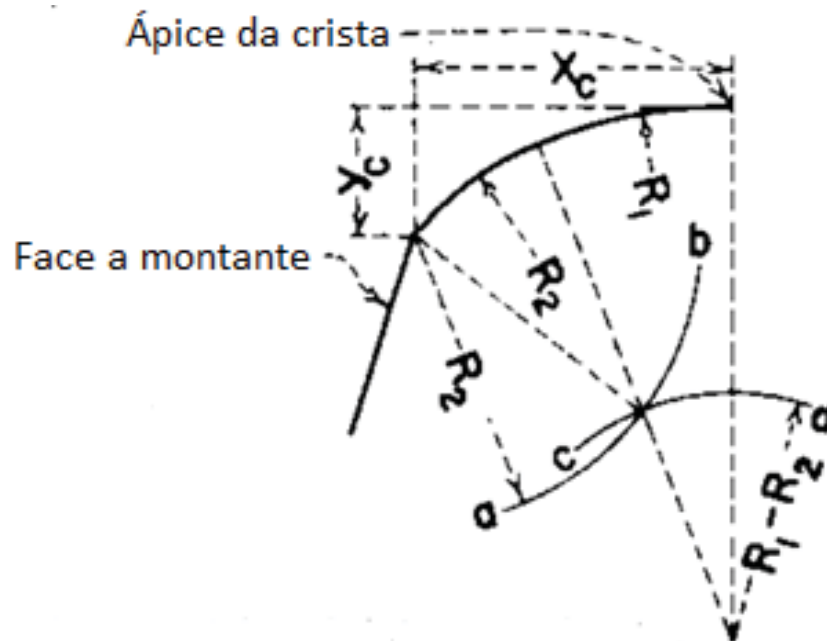
2.11.1 Perfil do vertedouro

O perfil do vertedouro será definido pela forma do jato livre em vertedouro de parede delgada, pois, a forma ideal é aquela que favorece a descarga e que, ao mesmo tempo impede a ocorrência de vácuo, pulsações e vibrações. Dentre os perfis, se destaca o perfil *Creager*, que permite que o fluxo siga conforme ocorreria se escoasse livremente a partir de um vertedouro de parede delgada (AZEVEDO NETTO, 1998).

A geometria da ogiva será definida de acordo com a carga de projeto e da inclinação do paramento de montante do vertedouro.

O USBR (1987), fornece regras para definição do trecho do perfil a montante da crista conforme a FIGURA 14.

FIGURA 14 – PERFIL DO VERTEDOURO



FONTE: USBR (1987).

As dimensões geométricas do trecho do perfil da ogiva a montante da crista do vertedouro, que constam na FIGURA 14, são obtidas com base nas relações indicadas na TABELA 11.

TABELA 11 – VALORES DE x_c , y_c , R_1 E R_2

Inclinação do Paramento Montante	x_c/H_0	R_1/H_0	R_2/H_0	R_3/H_0	y_c/H_0
1H:3V	0,257	0,680	0,210	-	-
2H:3V	0,214	0,480	0,220	-	-
3H:3V	-	0,000	0,000	-	-
Vertical	0,282	0,500	0,200	0,040	0,136

FONTE: USACE (1977)

O trecho do perfil da ogiva a jusante da crista do vertedouro é definido por meio da EQUAÇÃO 46 e desenhado conforme os eixos x e y ilustrados na FIGURA 15.

$$\frac{Y}{H_0} = -K \cdot \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \quad (46)$$

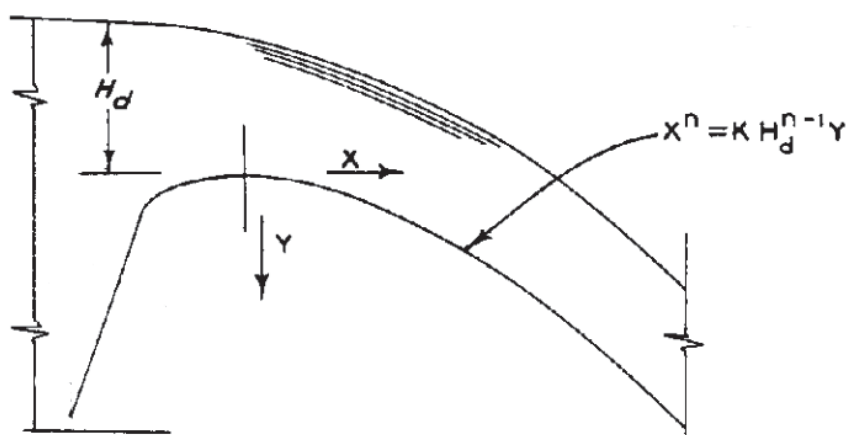
onde:

Y = ordenada, coordenada vertical, em m;

x = abcissa, coordenada horizontal, em m;

H_0 = Carga de projeto, em m.

FIGURA 15 – ORIGEM DA CRISTA



FONTE: USACE (1977)

Os valores de K e n são obtidos na TABELA 12 de acordo com a inclinação do paramento de montante.

TABELA 12 – VALORES DE K E N

Inclinação do Paramento Montante	K	n
1H:3V	0,517	1,836
2H:3V	0,516	1,810
3H:3V	0,540	1,780
Vertical	0,500	1,85

FONTE: USACE (1977)

2.11.2 Vazão em vertedouros não controlados

A capacidade de descarga de vertedouros de soleira livre é calculada pela EQUAÇÃO 47 (USBR, 1987).

$$Q = C.L.H^{\frac{3}{2}} \quad (47)$$

onde:

C = coeficiente de descarga, em $m^{1/2}/s$;

L = largura efetiva do vertedouro, em m;

H = carga sobre a crista, em m.

2.11.3 Carga de projeto

A carga de projeto (H_0) é utilizada para definir o perfil do vertedouro. Maiores cargas de projeto fazem com que o perfil do vertedouro tenha um raio maior,

resultando em pressões positivas ao longo da crista e reduzindo a descarga do vertedouro. Ao se utilizar cargas de projeto menores, a crista tem um raio menor, resultando em pressões negativas ao longo da crista e aumentando a descarga do vertedouro.

Portanto, é recomendado que seja adotada uma carga de projeto que proporcione o maior coeficiente de descarga, sem que a pressão negativa cause danos no perfil do vertedouro.

Ensaio demonstraram que as pressões de sucção na ogiva, durante a passagem de uma cheia máxima (TR10.000), não superam metade da carga hidráulica de projeto (H_0), desde que a carga de projeto corresponda a pelo menos 75% da carga máxima. Desta forma, em muitos casos se utiliza uma carga de projeto que corresponda a 75% da carga máxima (USBR, 1987).

2.11.4 Coeficiente de descarga

O valor do coeficiente de descarga é calculado considerando os efeitos da variação da carga, da inclinação da face de montante, da velocidade de aproximação e do grau de afogamento a jusante (ELETROBRÁS, 2003).

O coeficiente de descarga nominal é obtido com base na EQUAÇÃO 48 e GRÁFICO 7, sendo dependente da altura da barragem, comprimento e largura da crista, inclinação do paramento de montante e altura da lâmina de água (CHANSON, 2004).

$$C_0 = \frac{P}{H_0} \quad (48)$$

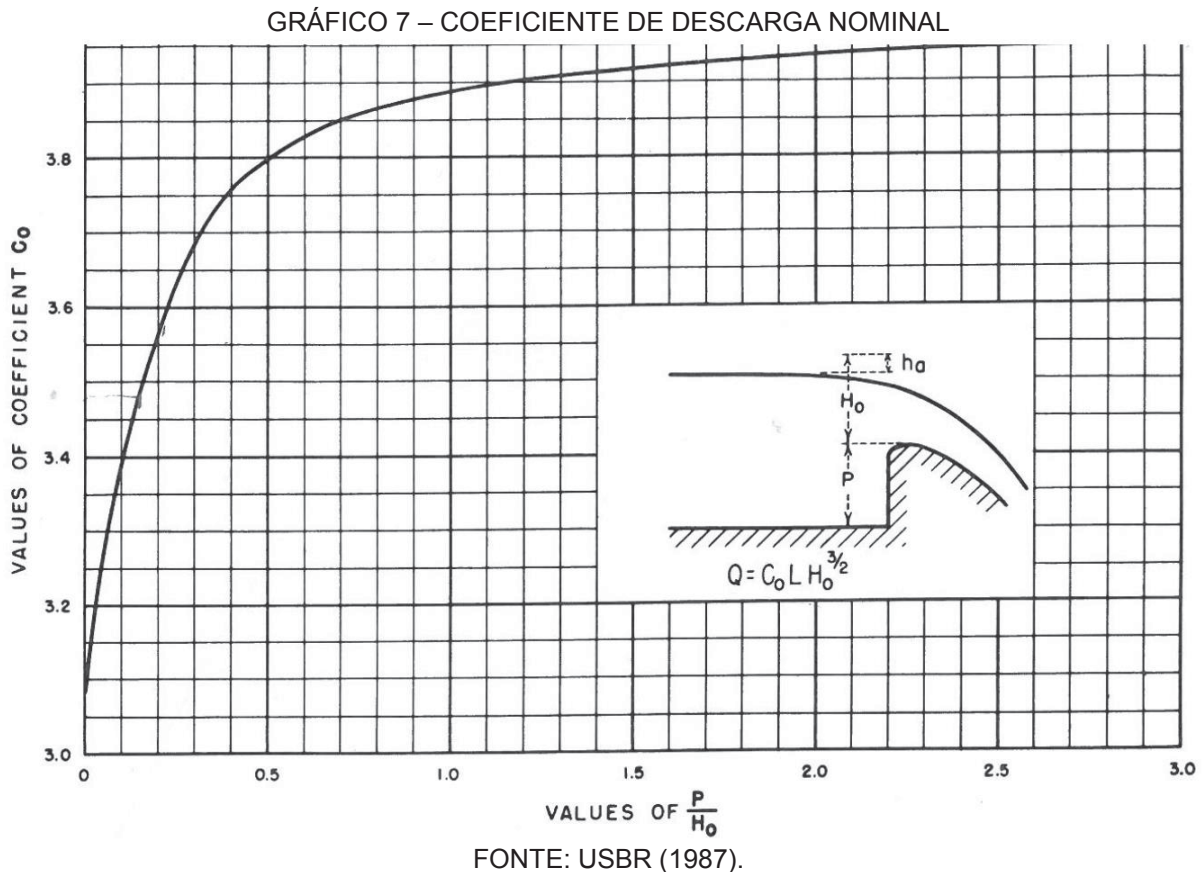
onde:

C_0 = coeficiente de descarga nominal, em $m^{1/2}/s$;

P = altura da barragem, em m;

H_0 = Carga de projeto, em m.

O GRÁFICO 7 está em unidades imperiais, assim a unidade do coeficiente C_0 está em $ft^{1/2}/s$. Desta forma, para converter o coeficiente para unidades métricas (Q em m^3/s , L e H em m), deve-se multiplicar o coeficiente encontrado em unidades imperiais por 0,552087.



Em vertedouros, onde a carga de projeto é considerável em relação à altura da barragem, pode ser necessário inclinar o paramento de montante para se obter uma seção que atenda aos critérios de estabilidade. Porém, a inclinação do paramento de montante tem efeitos no coeficiente de descarga e deve ser levado em consideração no cálculo do coeficiente de descarga

Neste caso, o coeficiente de descarga deve ser corrigido, podendo ser calculado com base na EQUAÇÃO 49 e no GRÁFICO 8 (USBR, 1987).

$$C_i = C_v \frac{P}{H_0} \quad (49)$$

onde:

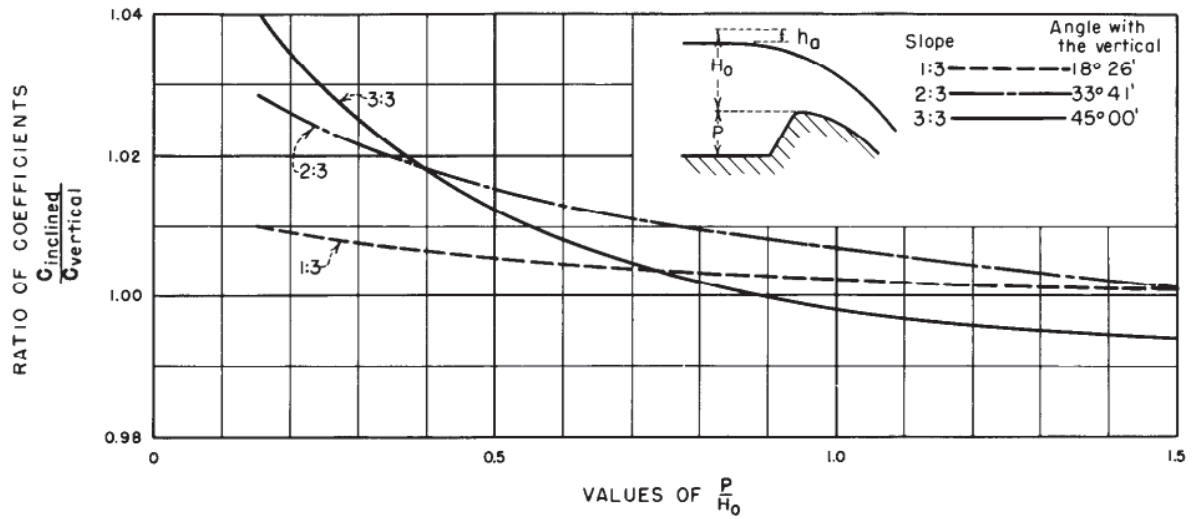
C_i = coeficiente de descarga com face inclinada, em $m^{1/2}/s$;

C_v = coeficiente de descarga com face vertical, em $m^{1/2}/s$;

P = altura da barragem, em m;

H_0 = Carga de projeto, em m.

GRÁFICO 8 – COEFICIENTE DE DESCARGA PARA DIFERENTES INCLINAÇÕES DO PARAMENTO.



FONTE: USBR (1987).

O coeficiente de descarga para diferentes lâminas de água vertente é calculado por meio da EQUAÇÃO 50 e GRÁFICO 9 (USBR, 1987).

$$C = C_0 \frac{H_D}{H_0} \quad (50)$$

onde:

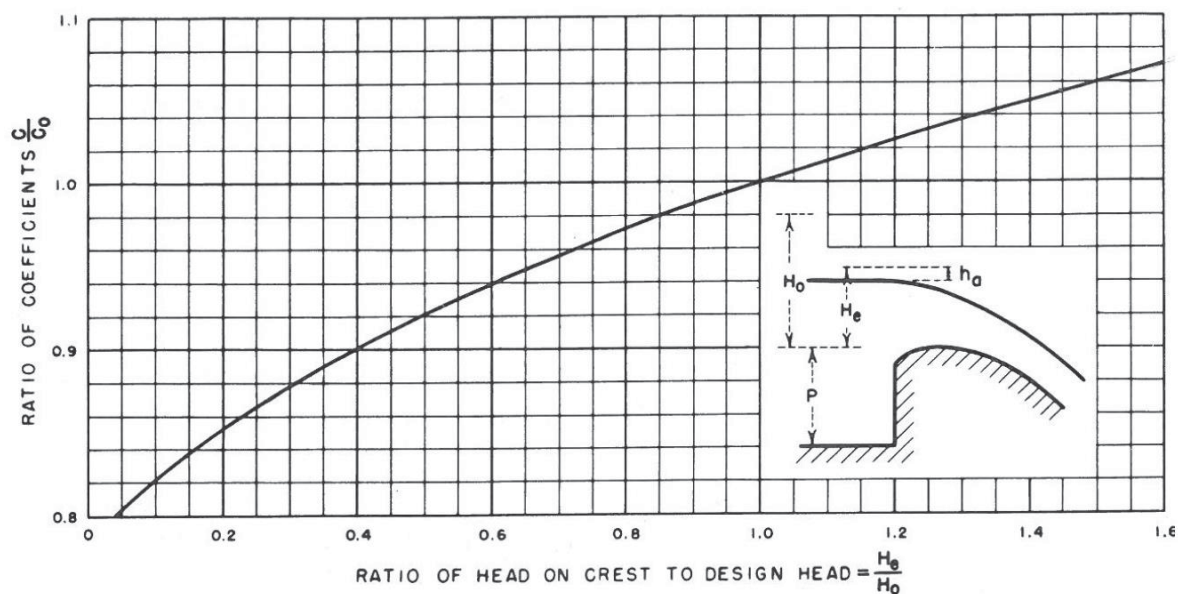
C = coeficiente de descarga, em $m^{1/2}/s$;

C_0 = coeficiente de descarga nominal, em $m^{1/2}/s$;

H_d = Carga atuante, em m;

H_0 = Carga de projeto, em m.

GRÁFICO 9 – COEFICIENTE DE DESCARGA PARA OUTRAS LÂMINAS DE ÁGUA



FONTE: USBR (1987).

2.11.5 Coeficiente de contração

Os pilares entre os vãos e as ombreiras do vertedouro causam uma contração no fluxo de água. Consequentemente, é necessário considerar a perda de comprimento efetivo do vertedouro no dimensionamento, conforme a EQUAÇÃO 51 (AKAN, 2006).

$$L = L' - 2 * (N. K_p + K_a) H_e \quad (51)$$

onde:

L = largura efetiva do vertedouro, em m;

L' = largura geométrica útil, em m;

K_a = coeficiente de contração das ombreiras;

K_p = coeficiente de contração dos pilares;

N = número de pilares;

H_e = carga no vertedouro = H_o + V_o² / 2g, em metros.

Os valores de K_P e K_A são obtidos com base na TABELA 13 e TABELA 14, respectivamente.

Os pilares entre os vãos do vertedouro causam uma contração no fluxo devendo-se adotar os coeficientes da TABELA 13 na EQUAÇÃO 51 para considerar esta contração.

TABELA 13 – COEFICIENTES K_P DO PILAR.

Ordem	Forma do pilar	Coeficiente K _p do pilar
1	Pilar com frente quadrada e cantos arredondados iguais a 0,1 da espessura do pilar	0,02
2	Pilar com nariz arredondado	0,01
3	Pilar com nariz pontudo	0,00

FONTE: Khatsuria (2005)

Tal como no caso dos pilares, as ombreiras do vertedouro também causam uma contração no fluxo que é considerada na EQUAÇÃO 51 adotando-se um dos coeficientes da TABELA 14.

TABELA 14 – COEFICIENTES K_A DOS ENCONTROS DO VERTEDOURO.

Ordem	Forma do pilar	Coeficiente K_A do encontro
1	Encontro de forma quadrada com parede a 90° na direção do fluxo	0,20
2	Encontro arredondado com parede a 90° na direção do fluxo raio arredondado nos cantos entre $0,5H_o$ a $0,15H_o$	0,10
3	Encontro arredondado com raios maiores que $0,5H_o$ e parede não mais de 45° na direção do fluxo	0,00

FONTE: Khatsuria (2005)

3 ESTUDO DE CASO

O Estudo de Caso, empregando o método de Monte Carlo, utiliza números aleatórios e estatística para verificar a variação da probabilidade de ruptura da barragem selecionada com a atualização dos estudos hidrológicos.

3.1 SELEÇÃO DO CASO OU AMOSTRA

Quanto à escolha do objeto de estudo, nesta pesquisa foi realizado um estudo de caso único da barragem da UHE Santa Clara. A barragem foi selecionada por estar instalada na bacia do rio Jordão, onde foi constatada que a série hidrológica de vazões máximas da UHE Salto Curucaca apresentou um aumento significativo na cheia de projeto com a atualização das séries históricas (RIVAS; ZAPZALKA, 2017). Não foi adotada a barragem da UHE Salto Curucaca visto que esta tem altura inferior a 15 metros, não se enquadrando no critério de grandes barragens.

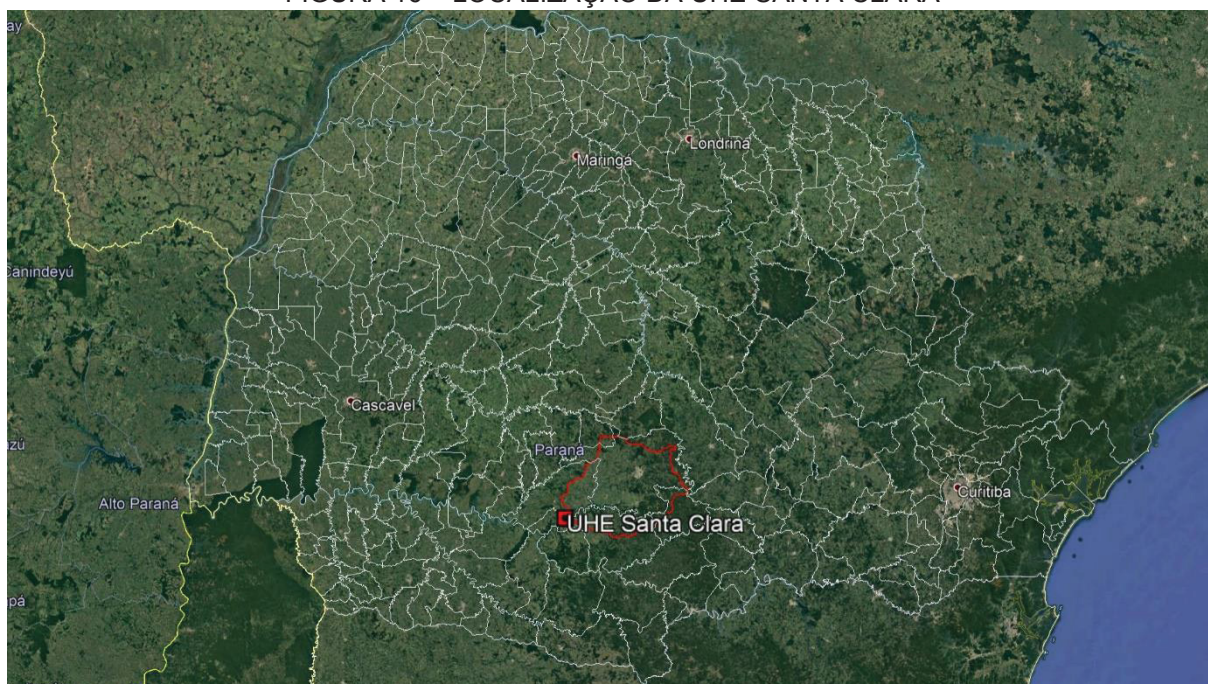
A barragem da UHE Santa Clara, fica à jusante da UHE Salto Curucaca e tem 67m de altura. Trata-se de uma barragem de concreto, o que permite calcular a probabilidade de falha por deslizamento, e tem vertedouro de soleira livre com perfil *Creager*, o que elimina a necessidade de considerar as manobras do vertedouro, como seria necessário caso tivesse comportas segmento.

Outro ponto considerado na escolha foi a disponibilização dos dados do inventário hidrelétrico do rio Jordão e dos estudos de viabilidade da UHE Santa Clara pela ANEEL, fornecendo subsídios para a realização deste trabalho.

3.2 CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS

A barragem da UHE Santa Clara foi construída entre os anos de 2001 e 2005. A usina está localizada no rio Jordão, afluente da margem direita do rio Iguaçu em seu trecho situado no centro-oeste paranaense, nos municípios de Cândói e Pinhão, conforme ilustrado na FIGURA 16. A UHE tem potência instalada de 120 MW, e a adução da vazão turbinada é realizada por meio de um túnel. Como é criado um Trecho de Vazão Reduzida (TVR) entre a barragem e o canal de fuga da UHE, é necessário manter uma vazão mínima neste trecho. Esta vazão é liberada por meio de uma PCH com 3,6 MW que foi instalada na margem direita da barragem.

FIGURA 16 – LOCALIZAÇÃO DA UHE SANTA CLARA



FONTE: O autor (2019).

A FIGURA 17 exibe uma imagem aérea da barragem logo após a construção da Usina. A barragem tem altura máxima de 67m, é estável a gravidade e sua crista tem um comprimento total de 618m.

FIGURA 17 – IMAGEM AÉREA DA BARRAGEM DA UHE SANTA CLARA



FONTE: ELEJOR (2019)

Os primeiros estudos para o aproveitamento do potencial energético do rio Jordão datam da década de 1960. Coube a COPEL, em 1997, a realização dos Estudos de Inventário Hidrelétrico do Rio Jordão e consolidar em definitivo o número de usinas a serem construídas. O estudo evoluiu para a definição de uma alternativa de divisão de queda que, perdendo um pouco de seu potencial energético, apresentasse uma solução ambiental satisfatória considerando a bacia hidrográfica como um todo. Desta forma dividiu-se o rio em três usinas, sendo elas: Curucara, Santa Clara e Fundão (COPEL, 1999).

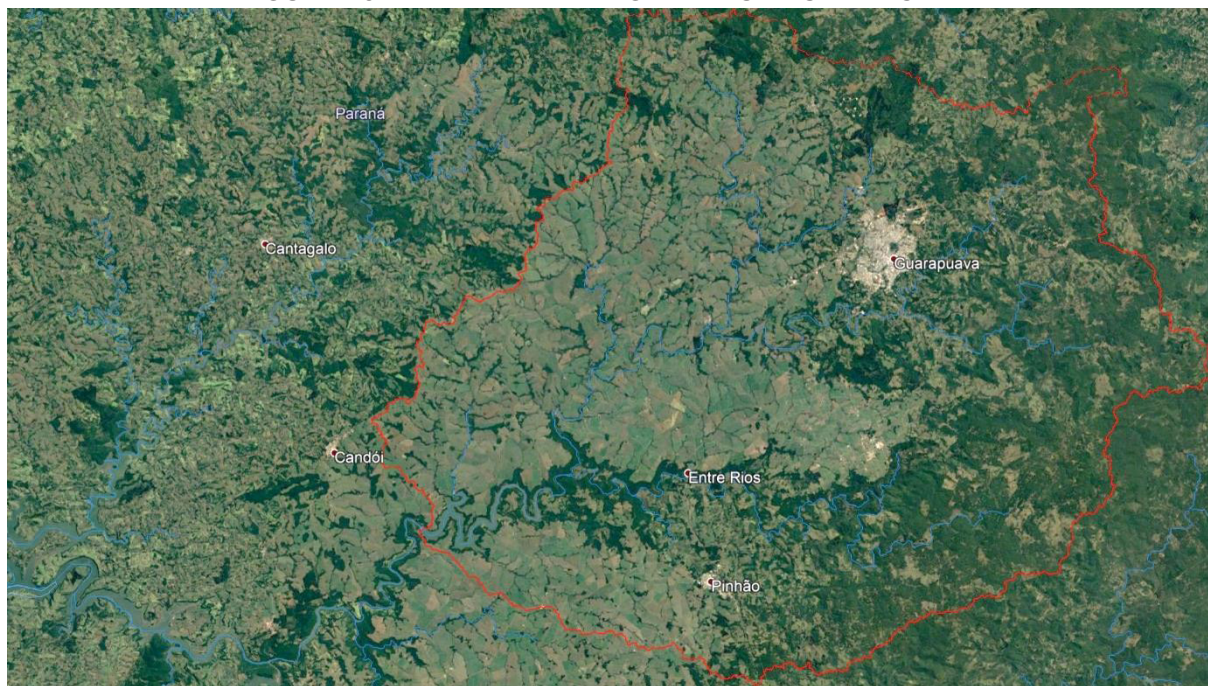
Em 1998 foram iniciados os Estudos de Viabilidade Técnica e Ambiental da UHE Santa Clara.

Em 30 de setembro de 2005 a usina foi inaugurada (ELEJOR, 2019).

3.2.1 Área de Drenagem

O rio Jordão desenvolve-se predominantemente no sentido sudoeste. Sua área de drenagem até a barragem da UHE Santa Clara é de 3.900 km². Conforme a FIGURA 18, o uso do solo tem como características principais a ocupação por agricultura e pastagens, que são as regiões em verde claro, reflorestamento e vegetação nativa, que são as regiões em verde escuro.

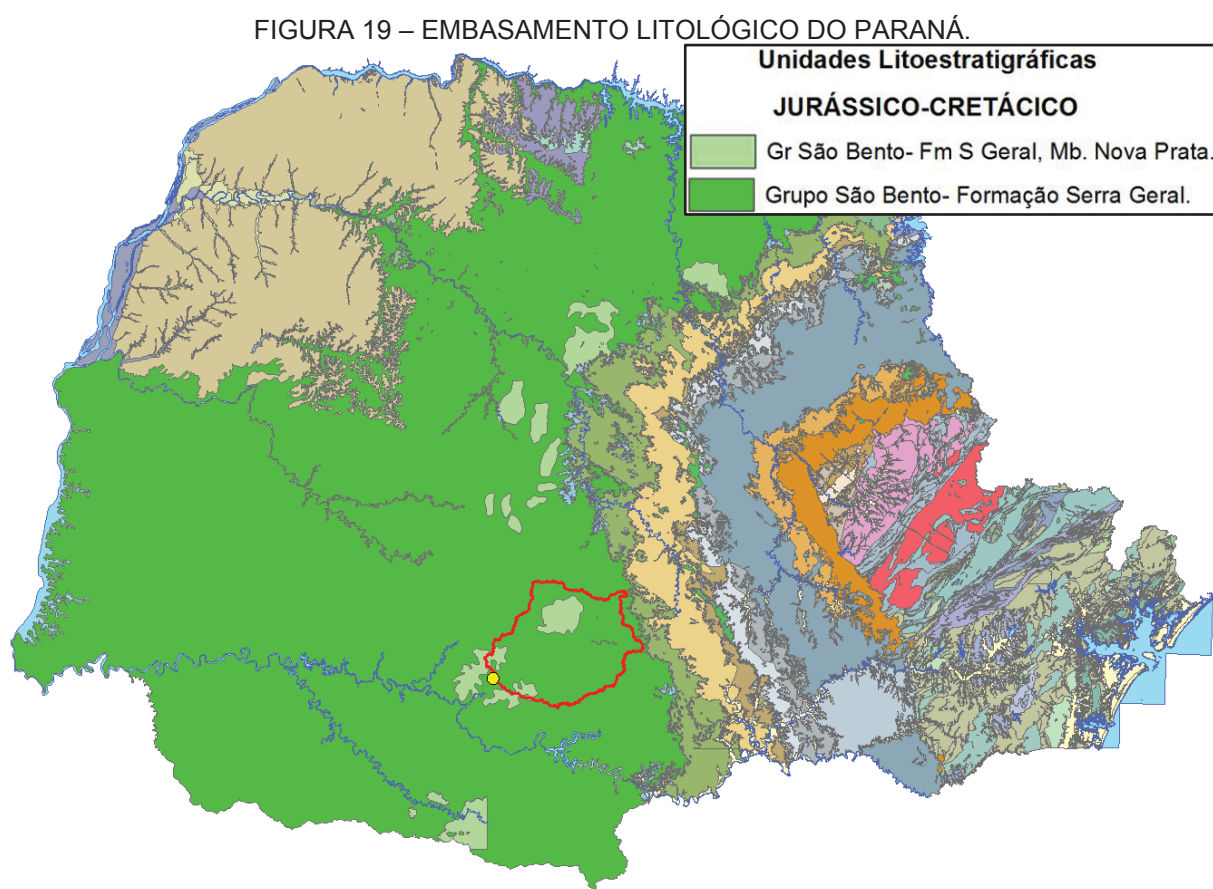
FIGURA 18 – ÁREA DE DRENAGEM DA UHE SANTA CLARA



FONTE: O autor (2019).

Para subsidiar a escolha dos parâmetros geotécnicos utilizados, nas simulações, foi realizada uma análise geológica que permitiu identificar as regiões com embasamento litológico similar aos da UHE Santa Clara.

O embasamento litológico da área de drenagem da UHE faz parte do Grupo São Bento, constituído por extensos derrames de rochas ígneas, predominando basaltos, de idade jurássica-cretácica da Formação Serra Geral. O membro Nova Prata é formado por rochas ígneas, variando de básicas a ácidas, compreendendo basaltos pórfiros, dacitos, riodacitos e riolitos, conforme a FIGURA 19 (MINEROPAR, 2001).



FONTE: MINEROPAR (2001).

De acordo com a FIGURA 19, foi possível constatar que as barragens instaladas à jusante da UHE Santa Clara, no rio Jordão e no rio Iguaçu, têm o mesmo embasamento litológico. Isso foi levado em consideração na escolha dos parâmetros geotécnicos adotados nas simulações.

3.2.2 Reservatório

No estudo de inventário o nível de água máximo normal (NAM) foi definido como sendo a cota 800,00 metros (COPEL, 1999).

Durante os estudos de viabilidade o NAM foi elevado em 5,00 m, visto que estudos mostraram que esta elevação não alteraria de forma significativa as condições ambientais (COPEL; INTERTECHNE, 2000).

À vista disso o nível de água máximo normal adotado no projeto foi a cota 805,00m

3.2.3 Vazões de Projetos

A vazão de dimensionamento do vertedouro definido no estudo de inventário foi de $6.056\text{m}^3/\text{s}$, calculado para um período de retorno de 10.000 anos (COPEL, 1999)

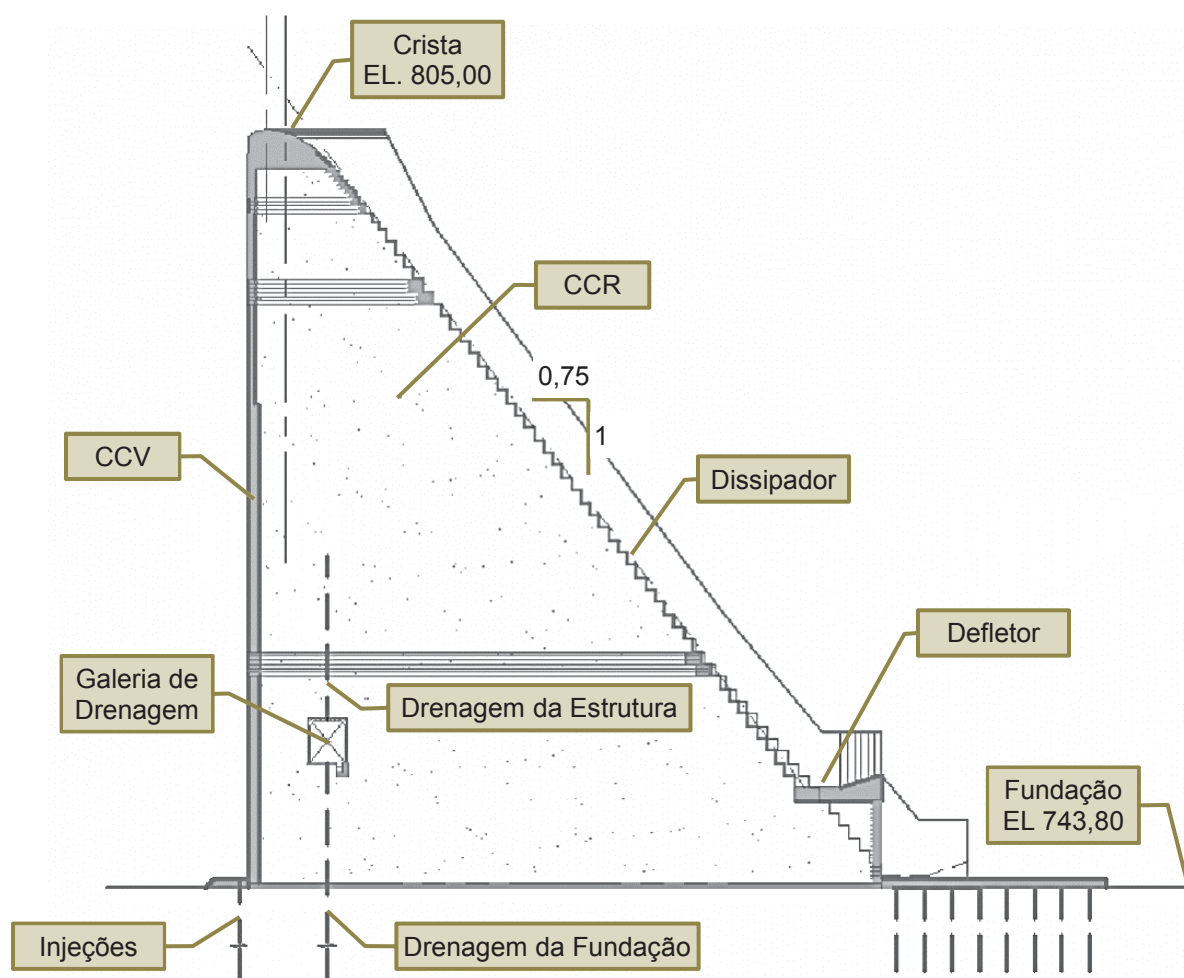
Nos estudos de viabilidade, o vertedouro foi dimensionado para escoar uma vazão de pico de $6.831\text{m}^3/\text{s}$, correspondente à cheia com período de retorno de 10.000 anos, com uma sobre-elevação de 5,40m, considerando-se o amortecimento do reservatório (COPEL; INTERTECHNE, 2000).

3.2.4 Barragem / Soleira Vertente

O barramento da UHE Santa Clara foi construído com CCR e é composto por um vertedouro sem controle, também conhecido por soleira vertente, formando um reservatório com cerca de 20 km^2 . A seção típica tem paramento de montante vertical, crista em formato de ogiva na cota 805,00 e inclinação do paramento de jusante de 0,75H:1,00V, conforme a FIGURA 20.

O paramento de jusante é formado por degraus, com 90 cm de espelho e 67,5 cm de patamar, que atuam na dissipação de energia. Próximo à fundação existe um defletor para afastar parte do fluxo do pé da estrutura. Além disso, a jusante do defletor existe uma laje com 60 cm de espessura e 6,00 m de extensão, no sentido de jusante, com a função de proteger a fundação. Foram previstas juntas de contração verticais a cada 20 m, com a finalidade de controlar a fissuração da barragem, e um sistema de galerias de drenagem para alívio da subpressão (COPEL; INTERTECHNE, 2000).

FIGURA 20 – PERFIL DA BARRAGEM



FONTE: COPEL; INTERTECHNE (2000)

A durabilidade do CCR depende da resistência e qualidade dos materiais cimentícios e agregados, assim como do seu grau de compactação. Em barragens de CCR, que tem baixo consumo de aglomerante, pode ser feita uma proteção externa com uma camada de concreto convencional, adensada com vibradores de imersão. Esta camada é dimensionada para que não ocorra contato da água de percolação com o concreto compactado com rolo, situado no núcleo, para o período de vida útil da obra. Tal camada pode ser observada na FIGURA 20, em todo o contorno da barragem (USACE, 2000).

A espessura mínima do revestimento com concreto convencional da face de montante é de 0,50m, acima da cota 785,20m, e de 0,75m abaixo desta cota. Já a espessura do revestimento da face de jusante é de 0,15m. Junto à fundação foi prevista uma camada de concreto de regularização com espessura mínima de 0,15 m. Junto ao pé de montante foi executada uma laje para a execução de uma cortina de injeções (COPEL; INTERTECHNE, 2000)

4 METODOLOGIA

Foi realizado um estudo de caso avaliando a variação da probabilidade de ruptura da barragem da UHE Santa Clara com a atualização dos estudos de vazões máximas.

Para isto, a pesquisa compõe-se de coleta e geração de dados com o objetivo de subsidiar as simulações e análises. De modo a organizar o estudo, o desenvolvimento foi dividido em partes.

- a) A primeira parte contém os estudos hidrológicos determinando a vazão de projeto até o ano de 1997, época dos estudos de implantação da UHE e a vazão de projeto utilizando a série histórica até o ano de 2018.
- b) A segunda parte refere-se aos estudos hidráulicos, em que é definido a curva de descarga vertedouro, NAM e Nível de Água de Jusante da barragem (NAJ).
- c) Na terceira parte estão as definições das características dos parâmetros geotécnicos utilizados no cálculo de estabilidade.
- d) A quarta parte abrange a definição dos parâmetros adotados no cálculo da estabilidade da barragem.
- e) Na quinta parte são indicados os carregamentos atuantes na estrutura
- f) Na sexta parte são apresentados os critérios utilizados nas simulações de Monte Carlo

4.1 HIDROLOGIA

Primeiramente, foi recalculada a cheia de projeto utilizando-se as séries de vazões até o ano de 1997. Como a Copel realizou o estudo hidrológico que definiu a cheia de projeto da UHE Santa Clara em 1997, os resultados obtidos neste estudo foram confrontados com os dados obtidos pela Copel de modo a realizar a validação externa dos procedimentos adotados neste estudo hidrológico.

De modo a obter dados comparáveis com os estudos hidrológicos realizados até o momento, seguiu-se a mesma metodologia utilizada pela Copel durante os estudos de viabilidade (COPEL; INTERTECHNE, 2000).

Em seguida foi calculada a cheia de projeto utilizando-se as séries de vazões atualizadas até dezembro de 2018.

4.1.1 Dados Fluviométricos Disponíveis

Os dados fluviométricos são gerados pela observação diária das estações fluviométricas instaladas ao longo dos cursos d'água e monitoradas por entidades afins.

Estes dados foram obtidos junto ao banco de dados da Agência Nacional de Águas – ANA, acessados através da ferramenta Hidroweb, e pelo Sistema de Informações Hidrológicas do Instituto das Águas do Paraná. Os bancos de dados foram acessados por meio dos sites dos respectivos órgãos ao longo do ano de 2019, até que todas as estações ativas tivessem suas leituras até dezembro de 2018 publicadas. Também foi acessado o banco de dados do Operados Nacional do Sistema Elétrico (NOS), por meio do site do respectivo órgão, para obter dados hidrológicos e vazões afluentes no reservatório da UHE Santa Clara.

4.1.1.1 Estudo de Vazões Máximas – Análise Local

A análise local de frequência de cheias foi realizada conforme descrito a seguir. Inicialmente, foram selecionadas as máximas vazões diárias para cada ano dos postos fluviométricos, que estão listados no APÊNDICE 1.

As estações fluviométricas Salto Curucaca, Fazenda Taguá e Salto Curucaca Jusante foram unidas para a obtenção de um conjunto de dados mais extenso, visto que possuem área de drenagem similar. Do ano de 1960 até 1981 foram adotadas as vazões da estação Salto Curucaca. De 1982 até 1997 foram adotados os dados da estação Fazenda Taguá, e de 1998 até 2014 os dados de Salto Curucaca Jusante, mesmo procedimento que foi adotado pela Copel.

Os dados da estação Santa Clara foram utilizados até 2005, ano em que a UHE Santa Clara iniciou a sua operação. Isso aconteceu devido à estação Santa Clara estar instalada no Trecho de Vazão Reduzida (TVR) da UHE, passando a medir apenas a vazão ecológica somada a vazão vertida pela UHE. Desta forma, de 2006 até 2018, foram utilizadas as vazões afluentes no reservatório da UHE Santa Clara disponibilizados pela ONS.

As séries de vazões máximas anuais, das estações fluviométricas selecionadas, tiveram a sua média, desvio padrão e coeficiente de assimetria calculadas e listadas na Tabela 15.

TABELA 15 – CARACTERÍSTICAS DAS SÉRIES DE VAZÕES MÁXIMAS ANUAIS

	Até 1997		Até 2018	
	Salto Curucaca/ Fazenda Taguá	Santa Clara	Salto Curucaca/ Fazenda Taguá	Santa Clara
Número de anos	38 anos	48 anos	55 anos	69 anos
Média	378 m³/s	726 m³/s	419 m³/s	767 m³/s
Desvio Padrão	278 m³/s	515 m³/s	275 m³/s	582 m³/s
Coeficiente de Assimetria	2,44	3,29	1,83	3,53

Conforme visto no Capítulo 2.10.3, para valores de coeficiente de assimetria amostral inferiores a 1,5, recomenda-se a distribuição de Gumbel, e, para valores superiores a 1,5, a distribuição Exponencial. Na medida em que todas as séries de vazões máximas anuais das estações Salto Curucaca/Fazenda Taguá e Santa Clara têm coeficiente de assimetria superior a 1,5, nos dois casos foi adotada a distribuição Exponencial.

O ajuste da distribuição Exponencial foi realizado pelo método dos momentos, conforme visto no Capítulo 2.10.3.2, tanto para a estação Salto Curucaca/Fazenda Taguá quanto para a estação Santa Clara.

Na TABELA 16 estão inseridas as vazões máximas da estação Salto Curucaca/Fazenda Taguá e da estação Santa Clara, utilizando os dados das séries hidrológicas disponíveis no ano de 1997.

TABELA 16 – VAZÕES MÁXIMAS DA ANÁLISE LOCAL DAS ESTAÇÕES ATÉ 1997

	Salto Curucaca/Fazenda Taguá AD = 2200km²	Santa Clara AD = 3913km²
TR (anos)	m³/s	m³/s
2	293	568
5	548	1040
10	740	1397
20	933	1754
25	995	1869
50	1.188	2226
100	1.381	2583
500	1.829	3412
1000	2.022	3768
10000	2.662	4954

FONTE: O autor (2019)

Em seguida foram calculadas as vazões máximas das duas estações utilizando os dados das séries hidrológicas atualizadas até o ano de 2018, conforme ilustrado na TABELA 17.

TABELA 17 – VAZÕES MÁXIMAS DA ANÁLISE LOCAL DAS ESTAÇÕES ATÉ 2018

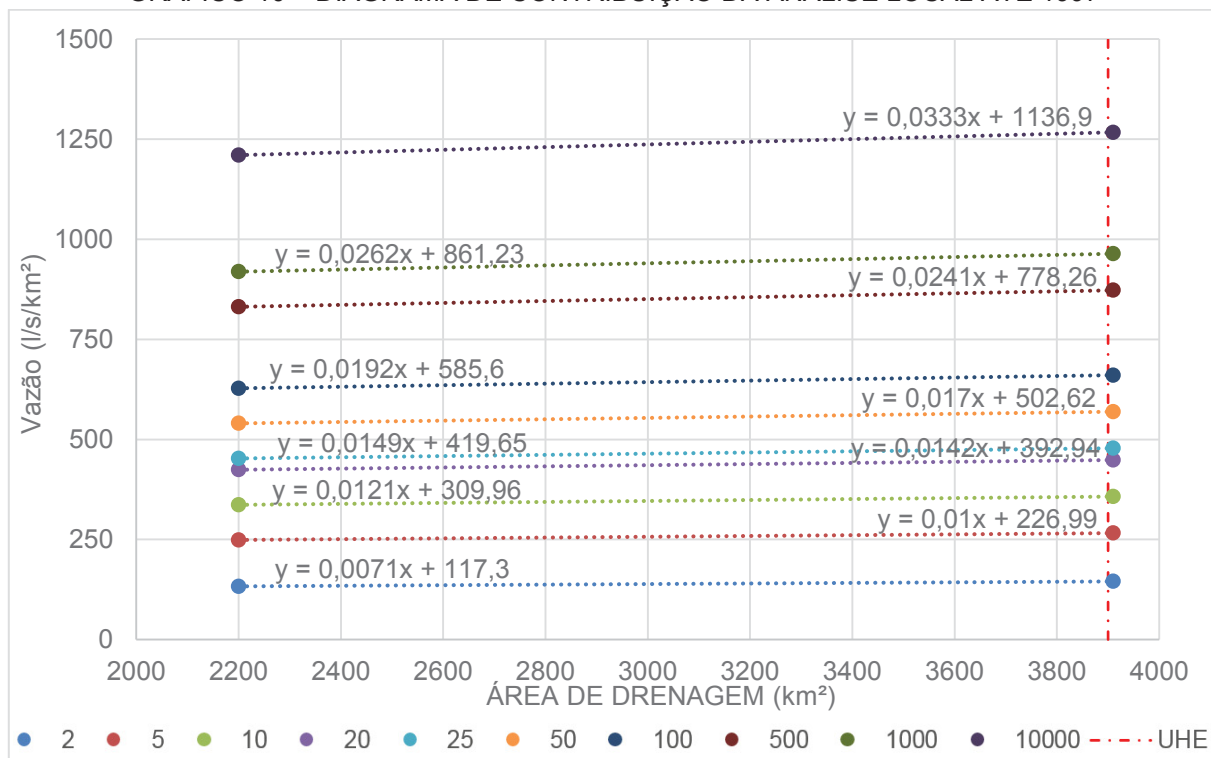
TR (anos)	Salto Curucaca/Fazenda Taguá AD = 2200km ²		Santa Clara AD = 3913 km ²	
	m ³ /s	Variação em relação à série do PB	m ³ /s	Variação em relação à série do PB
2	335	+ 14,3%	588	+ 3,6%
5	587	+ 7,2%	1122	+ 7,9%
10	777	+ 5,0%	1525	+ 9,2%
20	968	+ 3,8%	1929	+ 10,0%
25	1030	+ 3,4%	2058	+ 10,2%
50	1220	+ 2,7%	2462	+ 10,6%
100	1411	+ 2,2%	2865	+ 11,0%
500	1854	+ 1,4%	3802	+ 11,5%
1000	2045	+ 1,2%	4206	+ 11,6%
10000	2679	+ 0,6%	5546	+ 11,9%

FONTE: O autor (2019)

Os pontos da TABELA 16 foram plotados no GRÁFICO 10, e a partir das vazões máximas médias diárias, das estações fluviométricas Salto Curucaca/Fazenda Taguá e Santa Clara, foi definido o diagrama de contribuições para a UHE Santa Clara.

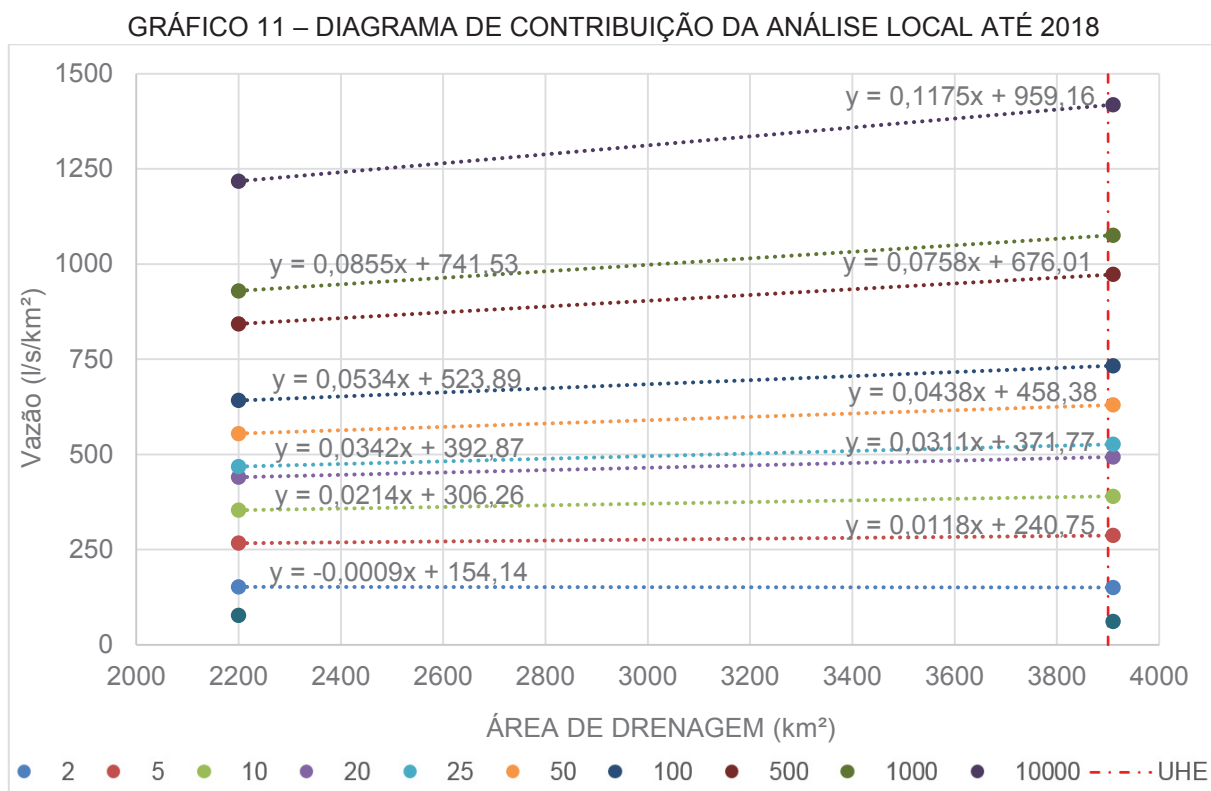
Para cada tempo de retorno foi estabelecida uma equação linear, para a série até o ano de 1997, de acordo com a sua área de drenagem e vazão em litros por segundo por quilômetro quadrado.

GRÁFICO 10 – DIAGRAMA DE CONTRIBUIÇÃO DA ANÁLISE LOCAL ATÉ 1997



FONTE: O autor (2019)

Os pontos da TABELA 17 foram plotados no GRÁFICO 11 e para cada tempo de retorno foi estabelecida uma equação linear, para a série até o ano de 2018, de acordo com a sua área de drenagem e vazão em litros por segundo por quilômetro quadrado.



FONTE: O autor (2019)

Inserindo a área de drenagem de 3.900km² nas equações lineares geradas foram calculadas as vazões máximas no eixo da usina.

Para a definição da vazão máxima instantânea foi utilizado o coeficiente de vazões máximas determinado no Projeto Básico de 1,194 (COPEL; INTERTECHNE, 2000). Tal coeficiente foi obtido por meio da comparação da vazão média diária com a vazão medida durante o pico da cheia de julho de 1982 conforme o QUADRO 10.

QUADRO 10 – CHEIAS ANALISADAS DA ESTAÇÃO SANTA CLARA

Cheia	Mai/54	Jun/55	Jul/82	Mai/87	Set/89	Mai/93	Jan/95
Máxima média diária (m3/s)	1065	1008	1110	1413	850	944	1163
Máxima Instantânea (m3/s)	1155	1039	1323	1503	942	1035	1188
Instant/média diária (obser.)	1,085	1,030	1,192	1,064	1,108	1,096	1,021
Instant/média diária (corrig.)	1,115	1,043	1,194	1,074	1,061	1,081	1,037

FONTE: (COPEL; INTERTECHNE, 2000)

As vazões máximas para a série com os dados disponíveis até o ano de 1997, calculadas com base nas equações definidas no GRÁFICO 10, estão ilustradas na TABELA 18.

TABELA 18 – VAZÕES MÁXIMAS DA ANÁLISE LOCAL DA UHE SANTA CLARA ATÉ 1997

UHE Santa Clara 3900 km ²		
TR (anos)	Máximas médias diárias	Máximas instantâneas
	m ³ /s	m ³ /s
2	565	675
5	1037	1239
10	1393	1663
20	1748	2088
25	1863	2225
50	2219	2649
100	2576	3076
500	3402	4062
1000	3757	4486
10000	4940	5899

FONTE: O autor (2019)

No APÊNDICE 2 estão listadas as vazões obtidas pela Copel e neste estudo, para realizar a validação externa dos dados e metodologia utilizada. Foi verificado que a diferença de vazões entre os dois estudos foi de no máximo 2%, validando os resultados obtidos neste estudo.

Na TABELA 19 foram calculadas as vazões máximas com os dados das séries atualizadas até o ano de 2018, com base nas equações do GRÁFICO 11 e foi calculada a variação que as vazões tiveram em relação à série de 1997 da TABELA 18.

TABELA 19 – VAZÕES MÁXIMAS DA ANÁLISE LOCAL DA UHE SANTA CLARA ATÉ 2018

UHE Santa Clara 3900 km ²			
TR (anos)	Máximas médias diárias	Máximas instantâneas	Variação em relação à série do PB
	m ³ /s	m ³ /s	
2	587	701	+ 3,9%
5	1118	1335	+ 7,8%
10	1520	1815	+ 9,1%
20	1923	2296	+ 10,0%
25	2052	2451	+ 10,1%
50	2454	2930	+ 10,6%
100	2855	3409	+ 10,9%
500	3789	4524	+ 11,4%
1000	4192	5006	+ 11,6%
10000	5528	6600	+ 11,9%

FONTE: O autor (2019)

Nota-se que, pela análise local, a vazão decamilenar no o eixo da UHE Santa Clara teve um aumento de 11,9%. Além disso, é possível observar que para todos os tempos de retorno de mais de 20 anos o aumento foi de mais de 10%.

4.1.1.2 Estudo de Vazões Máximas – Análise Regional

O cálculo das vazões máximas, por meio da análise regional de frequência de cheias, foi realizado conforme descrito a seguir. Foram utilizadas as mesmas estações utilizadas no projeto básico, assim como os dados de área de drenagem e declividade das estações, disponíveis no ANEXO 1. São ao todo 17 estações fluviométricas, com no mínimo 20 anos de observação e área de drenagem variando de 65 a 8.600 km² (COPEL; INTERTECHNE, 2000).

Na análise foi utilizada a distribuição Generalizada de Valores Extremos (GEV) e os seus parâmetros foram determinados utilizando o método dos Momentos L, conforme apresentado no Capítulo 2.10.3.3.

Na TABELA 20, estão inseridas as vazões máximas médias diárias das estações fluviométricas Salto Curucaca/Fazenda Taguá e Santa Clara utilizando os dados das estações fluviométricas até o ano de 1997.

TABELA 20 – VAZÕES MÁXIMAS DA ANÁLISE REGIONAL DAS ESTAÇÕES ATÉ 1997

TR (anos)	Salto Curucaca/Fazenda Taguá AD = 2200km ²	Santa Clara AD = 3913km ²
	m ³ /s	m ³ /s
2	385	763
5	567	1125
10	703	1396
20	847	1684
25	895	1781
50	1.055	2099
100	1.229	2446
500	1.700	3385
1000	1.936	3855
10000	2.897	5771

FONTE: O autor (2019)

Em seguida foram calculadas as vazões máximas médias diárias das duas estações utilizando os dados das estações fluviométricas atualizadas até o ano de 2018, conforme ilustrado na TABELA 21.

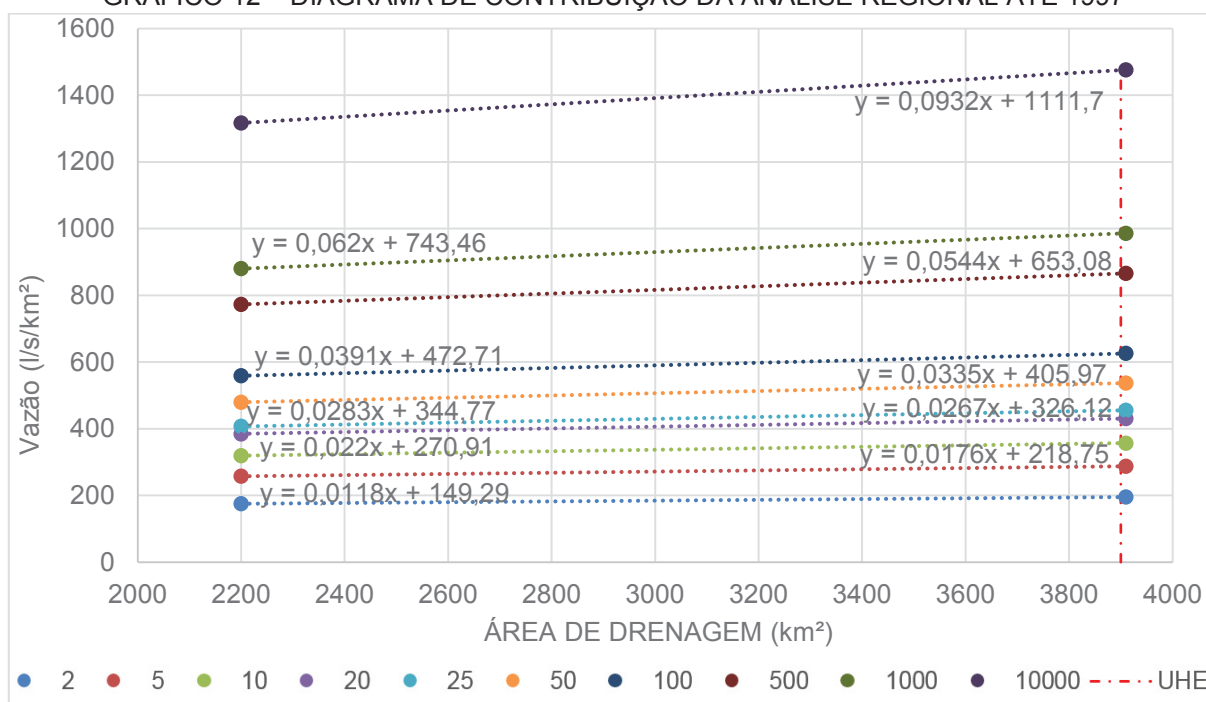
TABELA 21 – VAZÕES MÁXIMAS DA ANÁLISE REGIONAL DAS ESTAÇÕES ATÉ 2018

TR (anos)	Salto Curucaca/Fazenda Taguá AD = 2200km ²		Santa Clara AD = 3913 km ²	
	m ³ /s	Variação em relação à série do PB	m ³ /s	Variação em relação à série do PB
2	407	+ 5,6%	812	+ 6,3%
5	605	+ 6,7%	1222	+ 8,6%
10	751	+ 6,9%	1526	+ 9,3%
20	905	+ 6,9%	1845	+ 9,6%
25	957	+ 6,9%	1952	+ 9,6%
50	1125	+ 6,6%	2301	+ 9,6%
100	1307	+ 6,3%	2678	+ 9,5%
500	1791	+ 5,4%	3681	+ 8,8%
1000	2030	+ 4,9%	4176	+ 8,3%
10000	2983	+ 3,0%	6152	+ 6,6%

FONTE: O autor (2019)

A partir das vazões máximas médias diárias das estações fluviométricas Salto Curucaca/Fazenda Taguá e Santa Clara foi definido o diagrama de contribuições para a UHE Santa Clara. Para cada tempo de retorno, foi estabelecida uma equação linear de acordo com a sua área de drenagem e vazão em litros por segundo por quilômetro quadrado. No GRÁFICO 12 estão definidas as equações para a série até o ano de 1997.

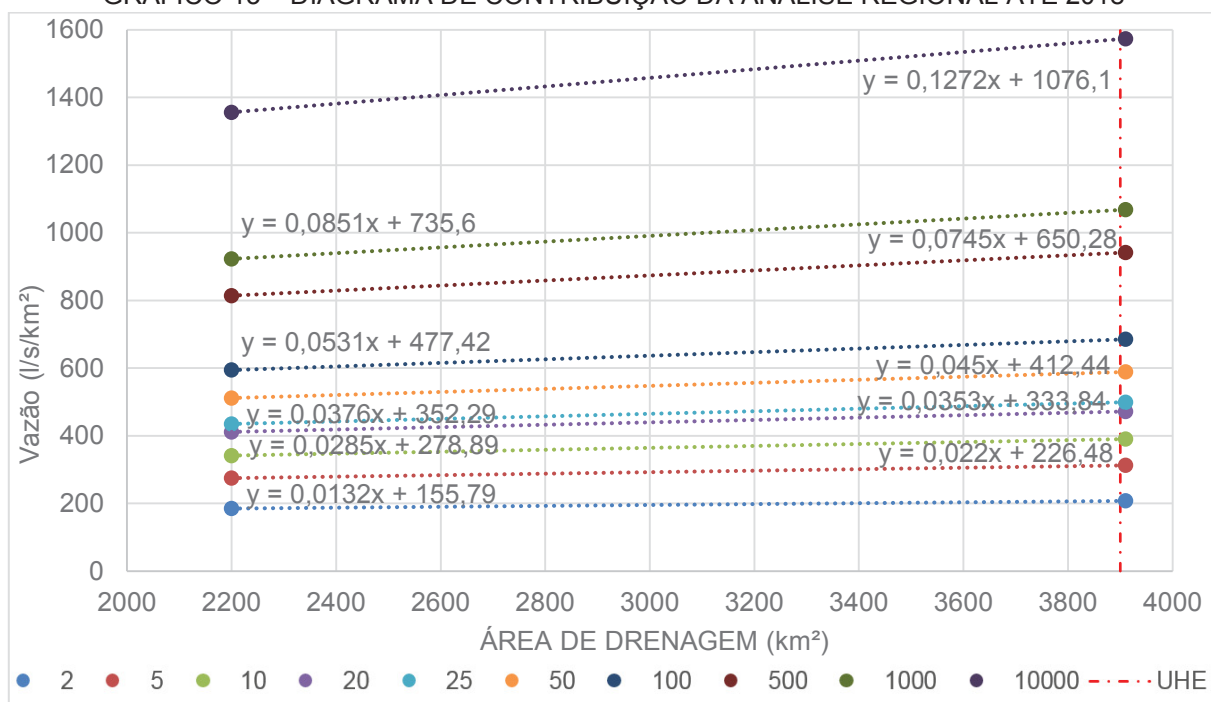
GRÁFICO 12 – DIAGRAMA DE CONTRIBUIÇÃO DA ANÁLISE REGIONAL ATÉ 1997



FONTE: O autor (2019)

No GRÁFICO 13 estão ilustradas as equações para a série até o ano de 2018.

GRÁFICO 13 – DIAGRAMA DE CONTRIBUIÇÃO DA ANÁLISE REGIONAL ATÉ 2018



FONTE: O autor (2019)

A partir das equações lineares geradas, foram calculadas as vazões máximas no eixo da usina que tem 3.900 km².

Para a definição da vazão máxima instantânea, tal como na análise local, foi utilizado o coeficiente de vazões máximas determinado no Projeto Básico de 1,194 (COPEL; INTERTECHNE, 2000).

As vazões máximas médias diárias para a série até o ano de 1997, calculadas com base nas equações definidas no GRÁFICO 12, estão ilustradas na TABELA 22.

TABELA 22 – VAZÕES MÁXIMAS DA ANÁLISE REGIONAL DA UHE SANTA CLARA ATÉ 1997

UHE Santa Clara 3900 km²		
TR (anos)	Máximas médias diárias	Máximas instantâneas
	m³/s	m³/s
2	762	909
5	1121	1338
10	1391	1661
20	1678	2004
25	1775	2119
50	2093	2499
100	2447	2922
500	3374	4029
1000	3843	4588
10000	5753	6869

FONTE: O autor (2019)

Na TABELA 23 foram calculadas as vazões máximas até o ano de 2018, com base nas equações do GRÁFICO 13 e foi calculada a variação que as vazões tiveram em relação a série de 1997 da TABELA 22.

TABELA 23 – VAZÕES MÁXIMAS DA ANÁLISE REGIONAL DA UHE SANTA CLARA ATÉ 2018

UHE Santa Clara 3900 km ²			
TR (anos)	Máximas médias diárias	Máximas instantâneas	Variação em relação à série do PB
	m ³ /s	m ³ /s	
2	808	965	+ 6,1%
5	1218	1454	+ 8,7%
10	1521	1816	+ 9,3%
20	1839	2196	+ 9,6%
25	1946	2323	+ 9,6%
50	2293	2738	+ 9,6%
100	2553	3048	+ 4,3%
500	3669	4381	+ 8,7%
1000	4163	4971	+ 8,3%
10000	6132	7321	+ 6,6%

FONTE: O autor (2019)

Assim como na análise local, na análise regional também se obteve aumento nas vazões de todos os tempos de retorno analisados. Nota-se que pela análise regional a vazão decamilenar no o eixo da UHE Santa Clara teve um aumento de 6,6%.

4.1.1.3 Vazões Máximas Adotadas

Comparando-se os resultados obtidos na análise local de frequência de cheias, com os da análise regional, é possível constatar que para os tempos de retorno até 1.000 anos, as vazões da análise local foram maiores. Por conseguinte, para os tempos de retorno de 2 a 1.000 anos, foram adotados os valores da análise local. Visto que, por se tratar de um estudo de vazões máximas, a adoção de um valor maior acaba sendo uma escolha mais conservadora.

Para o tempo de retorno de 10.000 anos, ou seja, para a vazão de projeto do vertedouro, as vazões da análise regional foram maiores, desta forma, foram os dados adotados para a definição da cheia de projeto.

Na TABELA 24 estão listadas as vazões máximas da série hidrológica adotada para a UHE Santa Clara até o ano de 1997, fazendo a combinação dos dados da análise local, da TABELA 18 com os da análise regional da TABELA 22.

TABELA 24 – VAZÕES MÁXIMAS ADOTADAS DA UHE SANTA CLARA ATÉ 1997

Análise	TR (anos)	UHE Santa Clara 3900 km ²	
		Máximas médias diárias	Máximas instantâneas
		m ³ /s	m ³ /s
Local	2	565	675
Local	5	1037	1239
Local	10	1393	1663
Local	20	1748	2088
Local	25	1863	2225
Local	50	2219	2649
Local	100	2576	3076
Local	500	3402	4062
Local	1000	3757	4486
Regional	10000	5753	6869

FONTE: O autor (2019)

Na TABELA 25 estão elencadas as vazões máximas da série hidrológica adotada para a UHE Santa Clara atualizada até o ano de 2018, combinando os dados da TABELA 19 e TABELA 23.

TABELA 25 – VAZÕES MÁXIMAS ADOTADAS DA UHE SANTA CLARA ATÉ 2018

Análise	TR (anos)	UHE Santa Clara 3900 km ²		
		Máximas médias diárias	Máximas instantâneas	Variação em relação à série do PB
		m ³ /s	m ³ /s	
Local	2	587	701	+ 3,9%
Local	5	1118	1335	+ 7,8%
Local	10	1520	1815	+ 9,1%
Local	20	1923	2296	+ 10,0%
Local	25	2052	2451	+ 10,1%
Local	50	2454	2930	+ 10,6%
Local	100	2855	3409	+ 10,9%
Local	500	3789	4524	+ 11,4%
Local	1000	4192	5006	+ 11,6%
Regional	10000	6132	7321	+ 6,6%

FONTE: O autor (2019)

Ao analisar a série de vazões máximas, listada na TABELA 25, é possível constatar que todos os tempos de retorno tiveram incremento de vazão.

Como este aumento foi obtido pela atualização dos estudos hidrológicos, acrescentando 21 anos às séries hidrológicas utilizadas no Projeto Básico, e que essas já possuíam um histórico de 37 anos, obteve-se um aumento considerável nas vazões de projeto, reforçando a importância da atualização dos estudos de vazões máximas das usinas hidrelétricas existentes.

4.2 HIDRÁULICA

Para obter a sobre-elevação à montante e jusante da barragem devido ao aumento na vazão de projeto faz-se necessário determinar as respectivas curvas de descarga do vertedouro.

4.2.1 Curva de descarga do vertedouro (NAM).

Para obter a sobre-elevação correspondente ao aumento da vazão de projeto, determinou-se a curva de descarga do vertedouro. Os dados utilizados estão sumarizados na TABELA 26.

TABELA 26 – DADOS BÁSICOS DO VERTEDOIRO

ELEVAÇÃO DA CRISTA (Z_{crista})	805	m
CARGA DE PROJETO (H_d)	4,50	m
LARGURA LIVRE DO VERTEDOIRO (L)	250,00	m
NÚMERO DE PILARES (N)	1	
COEFICIENTE DE CONTRAÇÃO DE PILAR (K_p)	0,0100	
COEFICIENTE DE CONTRAÇÃO DE OMBREIRA (K_a)	0,1000	
DECLIVIDADE DO PARAMENTO DE MONTANTE (Z:3)	0	

FONTE: O autor (2019)

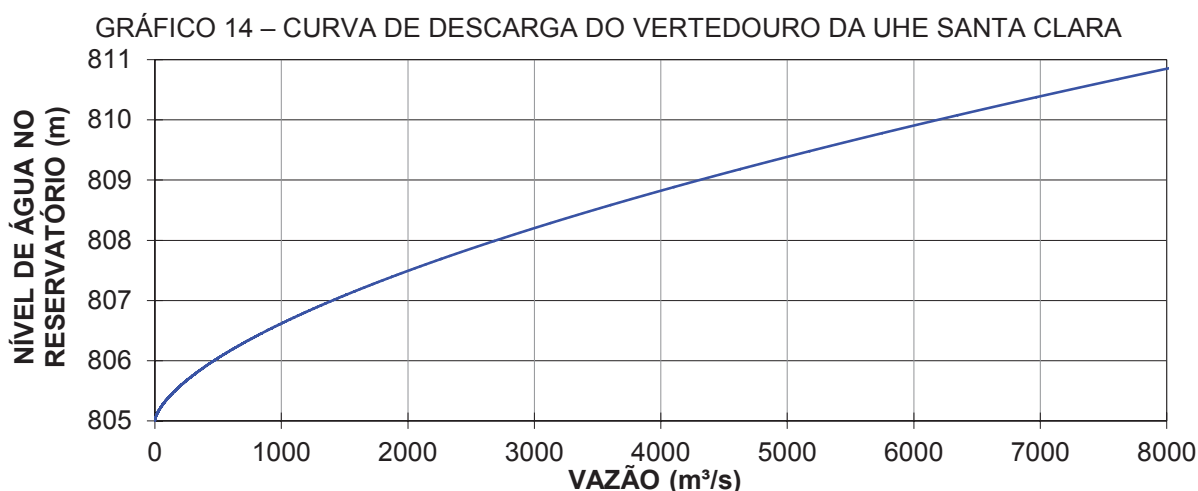
A curva de descarga do vertedouro da UHE Santa Clara foi determinada de acordo com a EQUAÇÃO 47 e os valores obtidos constam na TABELA 27.

TABELA 27 – TABELA DE DESCARGA DO VERTEDOIRO

H (m)	H/ H_d	C	L' (m)	Q (m ³ /s)	NAM (m)
0,00	0,00	1,716	250,00	0	805,00
0,50	0,11	1,794	249,89	158	805,50
1,00	0,22	1,864	249,78	466	806,00
1,50	0,33	1,926	249,67	883	806,50
2,00	0,44	1,981	249,56	1399	807,00
2,50	0,56	2,031	249,45	2002	807,50
3,00	0,67	2,075	249,34	2688	808,00
3,50	0,78	2,114	249,23	3450	808,50
4,00	0,89	2,150	249,12	4285	809,00
4,50	1,00	2,183	249,01	5189	809,50
5,00	1,11	2,213	248,90	6159	810,00
5,50	1,22	2,242	248,79	7196	810,50
6,00	1,33	2,271	248,68	8298	811,00

FONTE: O autor (2019)

Os resultados foram plotados no GRÁFICO 14, com o intuito de se obter a curva de descarga do vertedouro.



FONTE: O autor (2019)

Com base no estudo hidrológico e da curva de descarga foram definidos os níveis máximos maximorum do reservatório antes e depois da atualização dos estudos hidrológicos.

TABELA 28 – VARIAÇÃO DO NAM NO EIXO DA BARRAGEM

	Vazão	NAM
SÉRIES DISPONÍVEIS ATÉ 1997	6869 m³/s	810,35 m
SÉRIES DISPONÍVEIS ATÉ 2018	7321 m³/s	810,56 m

FONTE: O autor (2019)

Portanto a atualização da cheia de projeto da UHE Santa Clara implicou em um aumento de 0,21 m no Nível Máximo Maximorum. Aumentando a lâmina d'água máxima na crista do vertedouro de 5,35m para 5,56m, ou seja, um aumento de 3,9%. Este aumento também implica em um incremento nas pressões hidrostáticas, hidrodinâmicas e de subpressão que serão utilizadas no cálculo de estabilidade da barragem.

4.2.2 Curva de descarga no eixo da barragem (NAJ).

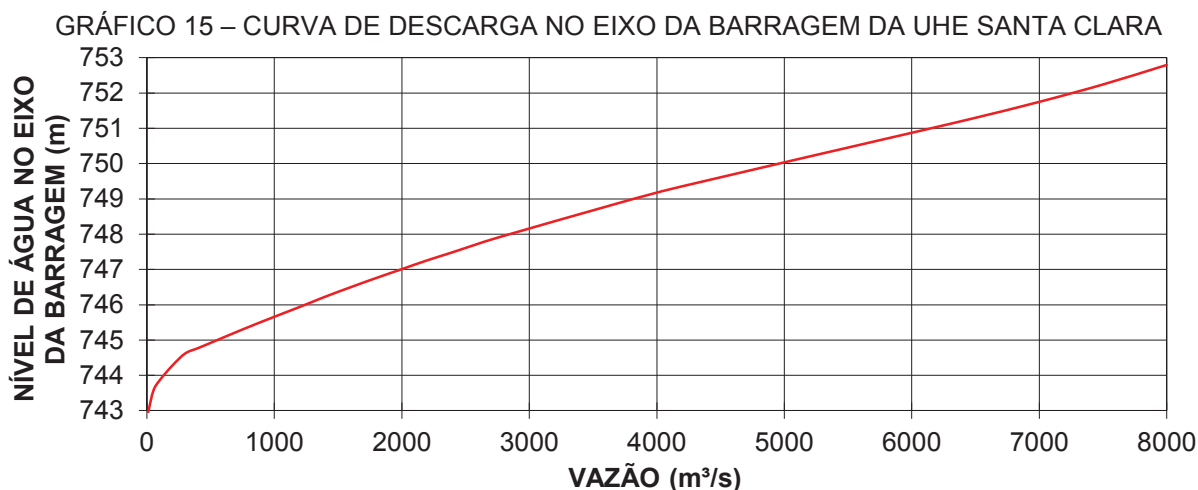
Foi adotada a curva de descarga definida na TABELA 29 como o NAJ da barragem. Estes dados foram retirados do projeto básico que, por meio do cálculo de remanso, utilizando o programa computacional HEC-2 e cinco seções topobatimétricas, definiu a curva de descarga no eixo da barragem.

TABELA 29 – TABELA DE DESCARGA NO EIXO DA BARRAGEM DA UHE SANTA CLARA

Vazão (m³/s)	Nível (m)	Vazão (m³/s)	Nível (m)	Vazão (m³/s)	Nível (m)
10	742,96	750	745,30	2200	747,26
50	743,56	1000	745,66	2400	747,49
100	743,86	1200	745,94	2600	747,73
200	744,28	1400	746,23	2750	747,90
300	744,62	1600	746,50	3729	748,91
400	744,77	1800	746,76	4203	749,36
500	744,92	2000	747,01	6056	750,92

FONTE: (COPEL; INTERTECHNE, 2000)

Os dados da TABELA 29 foram plotados no GRÁFICO 15 e serão utilizados para definir o NAJ da barragem durante os cálculos de estabilidade.



FONTE: O autor (2019)

Com base no estudo hidrológico e da curva de descarga no eixo da barragem foram definidos os níveis máximos de jusante do reservatório antes e depois da atualização dos estudos hidrológicos.

TABELA 30 – VARIAÇÃO DO NAJ NO EIXO DA BARRAGEM

	Vazão	NAJ
SÉRIES DISPONÍVEIS ATÉ 1997	6869 m³/s	751,63 m
SÉRIES DISPONÍVEIS ATÉ 2018	7321 m³/s	752,06 m

FONTE: O autor (2019)

Portanto a atualização da cheia de projeto da UHE Santa Clara implicou em um aumento de 0,43 m no NAJ. Assim como no caso do NAM este aumento também implica em um incremento nas pressões hidrostáticas, hidrodinâmicas e de subpressão que serão utilizadas no cálculo de estabilidade da barragem.

4.3 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Como este estudo visa avaliar o impacto na probabilidade de falha por deslizamento da UHE Santa Clara, seria interessante ter acesso aos dados de campo para embasar a adoção dos parâmetros. Visto que não foi possível acesso a esses dados, foram adotados dados que constam na literatura, estando provavelmente próximos aos dados reais. Os parâmetros geotécnicos adotados estão listados na TABELA 31.

TABELA 31 – PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Variável	Unidade	Função de Probabilidade	Parâmetros			
			Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Coesão Interface concreto-rocha	kPa	Log-Normal	400	225	0	1000
Ângulo de atrito Interface	kPa	Normal	tg(45°)	0,20.tg(45°)	tg(25°)	tg(65°)

FONTE: O autor (2019)

4.3.1 Coesão da interface concreto rocha

Em barragens de CCR com inspeção, tratamento e controle rigoroso durante a construção é possível contar com uma coesão na ordem de 300kPa, podendo chegar até 1000kPa, desde que seja justificado por ensaios de laboratório (CFBR, 2012)

Ensaio de aderência concreto-rocha e de cisalhamento direto realizados em maciços basálticos durante os anos 60 e 70 foram plotados em forma de envoltórias conforme o ANEXO 2. Dos ensaios realizados pode-se destacar o de análise da interface: concreto-basalto vesicular são bastante fraturados, realizado em Ilha Solteira, cuja envoltória é traçada conforme a EQUAÇÃO 52 (NIEBLE; GGUIDICINI, 1971).

$$\tau = 4,5 + 3,6 \cdot \sigma^{0,55} \quad (52)$$

onde:

σ = tensão normal, em kg/cm²

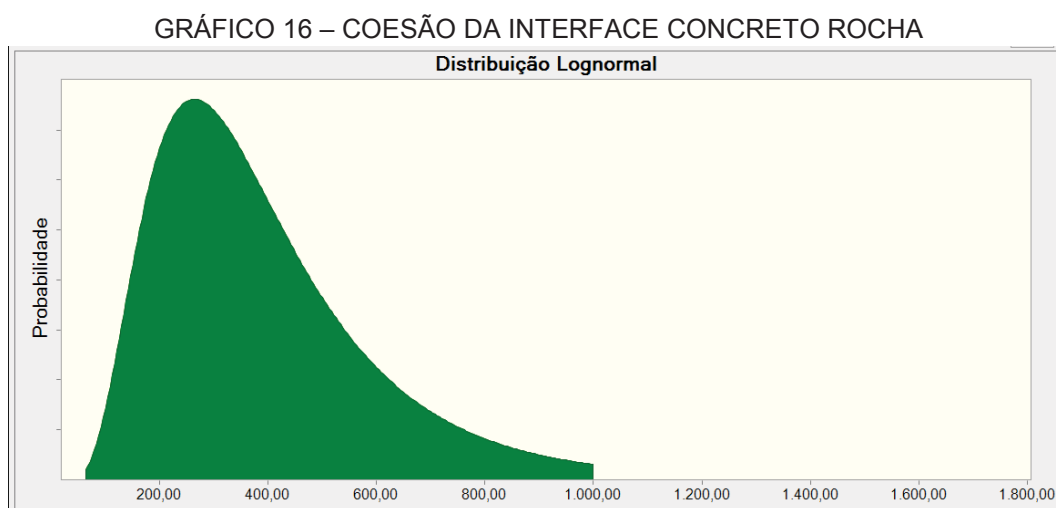
τ = tensão tangencial, em kg/cm²

De acordo com a EQUAÇÃO 52 tem-se uma coesão de 440kPa.

Souza (2017) ao analisar o vertedouro da UHE Baixo Iguaçu, adotou uma coesão da interface de 320kPa, com desvio padrão de 224kPa e Pires *et al.* (2019), ao analisar a barragem da UHE Mauá, adotaram coesão de 700kPa e desvio padrão de 280kPa. Nos dois estudos foi adotada a distribuição Lognormal.

Neste estudo foi adotada uma coesão média na interface concreto-rocha de 400kPa, com um desvio padrão de 225kPa. Foram adotados parâmetros mais próximos aos que foram adotados por Souza (2017) visto que estes foram embasados em informações extraídas de sondagens realizadas, já os dados de Pires *et al.* (2019) foram obtidos tomando-se por base uma publicação do China Electricity Council.

No GRÁFICO 16 ilustra-se a distribuição de probabilidade adotada para a coesão da interface concreto x rocha.



FONTE: O autor (2019)

4.3.2 Ângulo de atrito da interface concreto rocha

Para o nível de carga vertical máxima na barragem da UHE Santa Clara que é em torno de 20 kgf/cm², a tensão tangencial esperada de acordo com a EQUAÇÃO 52 é de 23,2 kgf/cm², cuja relação $\arctg(\tau/\sigma) = 49^\circ$, que é a tangente secante no ponto de carga normal de 20 kgf/cm².

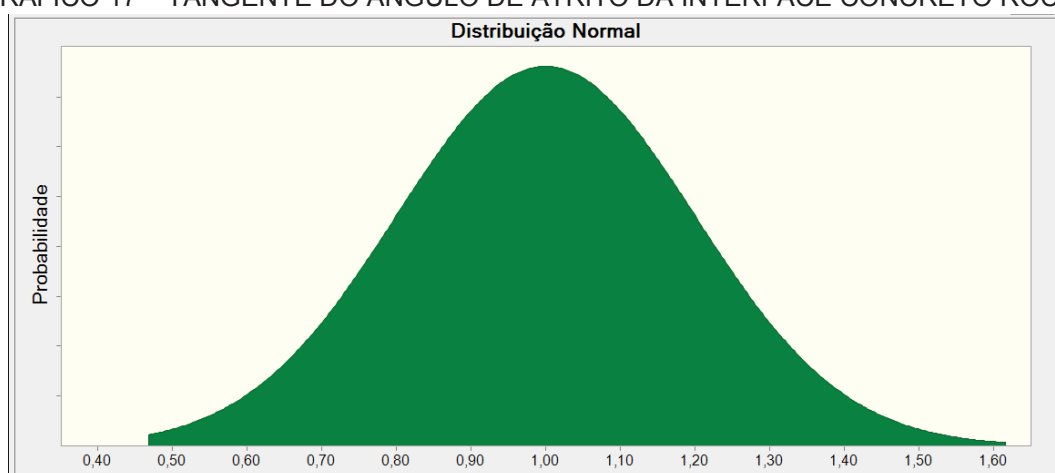
A adoção dos parâmetros de ângulo de atrito também foi baseada nos estudos de Souza (2017), que adotou um ângulo de atrito na interface de 50°, com desvio padrão de 13,40° e de Pires *et al.* (2019) que adotaram ângulo de atrito de 41,99° e desvio padrão de 11,34°.

Segundo o NVE tanto para planos de cisalhamento no concreto quando na interface com rochas duras com alguma rugosidade, caso não se tenha ensaios de campo, pode ser adotado um ângulo de atrito de 45° (NVE, 2005).

Já na tese desenvolvida por Westberg (2010), foi adotada uma distribuição normal com média de $53,9^\circ$ e desvio padrão de $8,53^\circ$.

Neste estudo, para o ângulo de atrito médio na interface, foi adotada uma distribuição normal com média de 45° e desvio padrão de $11,30^\circ$, conforme o GRÁFICO 17.

GRÁFICO 17 – TANGENTE DO ÂNGULO DE ATRITO DA INTERFACE CONCRETO ROCHA



FONTE: O autor (2019)

4.4 PARÂMETROS DA BARRAGEM

Assim como os parâmetros geotécnicos, os parâmetros da barragem também foram adotados de acordo com a literatura.

TABELA 32 – PARÂMETROS DA BARRAGEM

Variável	Unidade	Função de Probabilidade	Parâmetros			
			Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
Peso Específico CCV	kN/m ³	Normal	24,00	0,40	21	26
Peso Específico CCR	kN/m ³	Normal	25,50	0,40	21	26
Eficiência de drenagem	-	Triangular	0,66	-	0	1,0
Ação Sísmica	-	Sim-Não	0,0021	-	-	-

FONTE: O autor (2019)

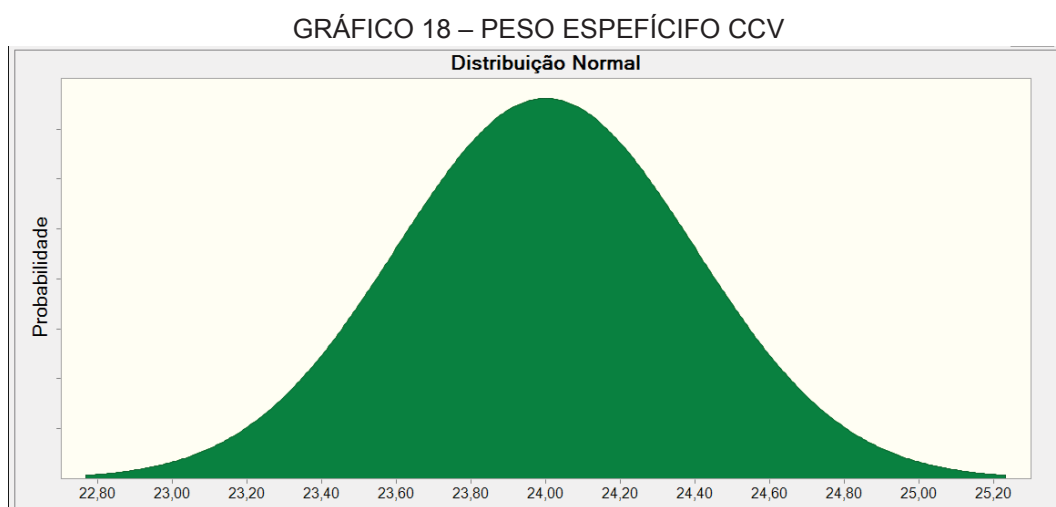
4.4.1 Peso específico CCV

De acordo com a NBR 6118 pode-se adotar o peso específico de $24,00 \text{ kN/m}^3$ para o concreto simples (ABNT, 2014). O *Joint Committee on Structural Safety*

considera o mesmo peso específico e recomenda a utilização de um desvio padrão de $0,672\text{kN/m}^3$, por se tratar de uma análise envolvendo o peso de toda uma estrutura de grande porte (JCSS, 2001).

Desta forma nas simulações foi adotado um peso específico de $24,00\text{kN/m}^3$ e um desvio padrão igual ao desvio padrão adotado no CCR de $0,40\text{kN/m}^3$.

O GRÁFICO 18 ilustra a distribuição de probabilidade adotada para o peso específico do CCV.



FONTE: O autor (2019)

4.4.2 Peso específico CCR

Conforme a Eletrobrás, o peso específico do Concreto Compactado a Rolo varia de 21 até 26 kN/m^3 , dependendo do tipo de agregado utilizado (ELETROBRÁS, 2003).

Em duas obras realizadas no Paraná, Jordão e Salto Caxias, foram obtidos parâmetros no controle da compactação, baseando-se em ensaios de densidade com densímetro nuclear, conforme ilustrado na TABELA 33 (OLIVEIRA; MUSSI; ANDRIOLO, 1998).

TABELA 33 – DENSIDADE DO CCR DA BARRAGEM DE DERIVAÇÃO DO RIO JORDÃO E DA UHE SALTO CAXIAS

Obra	Densidade	Nº de ensaios	Coefficiente de variação	Desvio Padrão
	kN/m^3		%	kN/m^3
Jordão	24,99	346	2,59	0,65
Caxias	25,50	1882	1,68	0,42

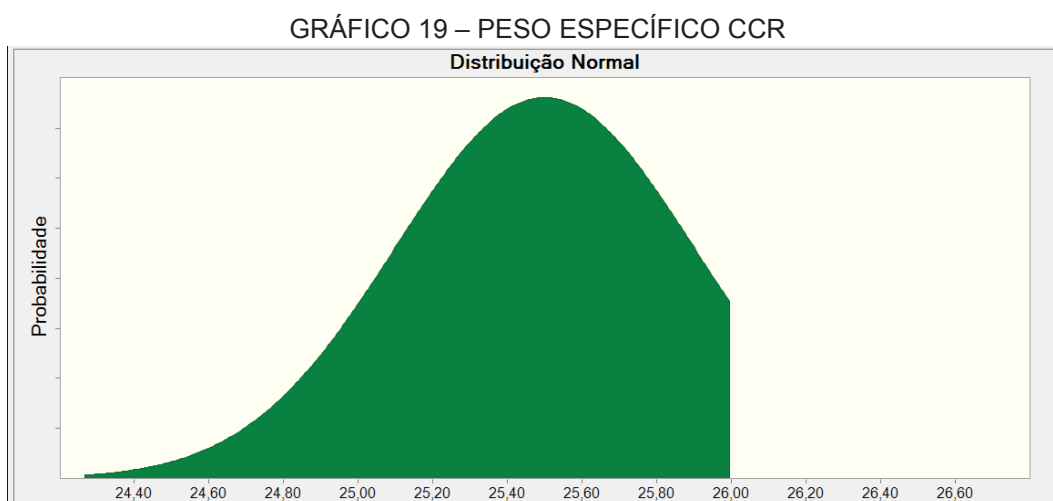
FONTE: adaptado de Oliveira, Mussi e Andriolo (1998)

Em um outro estudo, realizado na UHE Mauá, baseado na medição de amostras de testemunhos extraídos do concreto da barragem chegou-se a um peso específico de $26,00\text{kN/m}^3$ e um desvio padrão de $0,94\text{kN/m}^3$ (PIRES et al., 2019).

Um estudo realizado pelo Comitê Francês de Barragens e Reservatórios (CFBR) aferiu a densidade de 100 amostras de CCR chegou à conclusão de que a distribuição de pesos específicos segue uma distribuição normal (CFBR, 2012).

No presente trabalho foi adotado para o CCR uma densidade de $25,50\text{kN/m}^3$ e um desvio padrão de $0,40\text{kN/m}^3$, próximo aos dados encontrados na UHE Salto Caxias.

O GRÁFICO 19 ilustra a distribuição de probabilidade adotada para o peso específico do CCR.



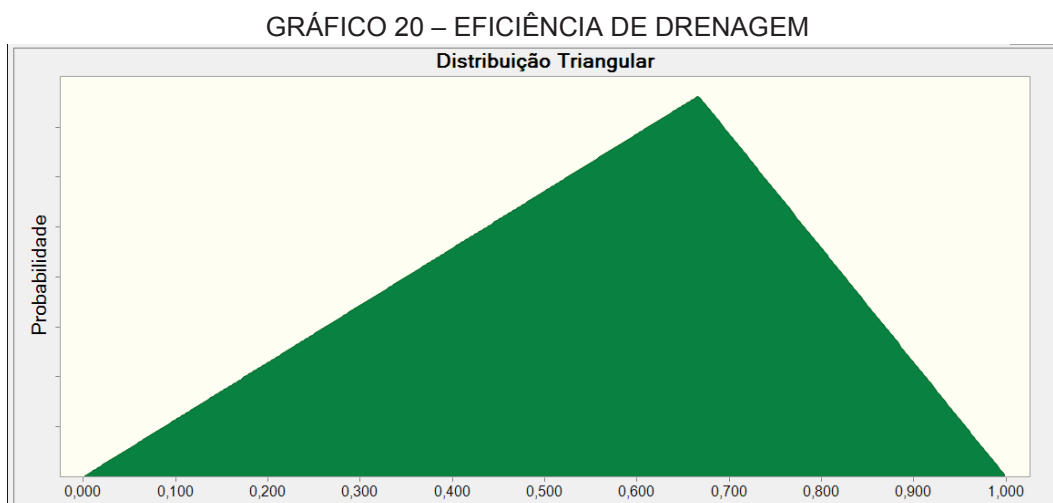
Foi estabelecido um corte da distribuição, eliminando valor acima de 26kN/m^3 , mas preservando o braço inferior, pois existe uma compactação ótima do material, que não pode ser ultrapassada, porém, erros durante a produção e compactação do CCR podem levar a valores aquém dos especificados.

4.4.3 Eficiência de drenagem

A eficiência de drenagem usualmente é considerada como tendo uma eficiência de 66,7% (ELETROBRÁS, 2003). Porém, a eficiência de drenagem possui muita variabilidade, visto que podem ser obstruídos por fragmentos de rocha, madeira, ferro ou ainda crostas de carbonato. Desta forma é fundamental que seja realizada uma limpeza dos drenos logo após o término da construção da barragem e, no caso

de fundações de basalto, uma limpeza a cada 10 anos (SILVEIRA; MANTESE; MELEGARI, 2017).

O GRÁFICO 20 ilustra a distribuição de probabilidade adotada para a eficiência de drenagem.



FONTE: O autor (2019)

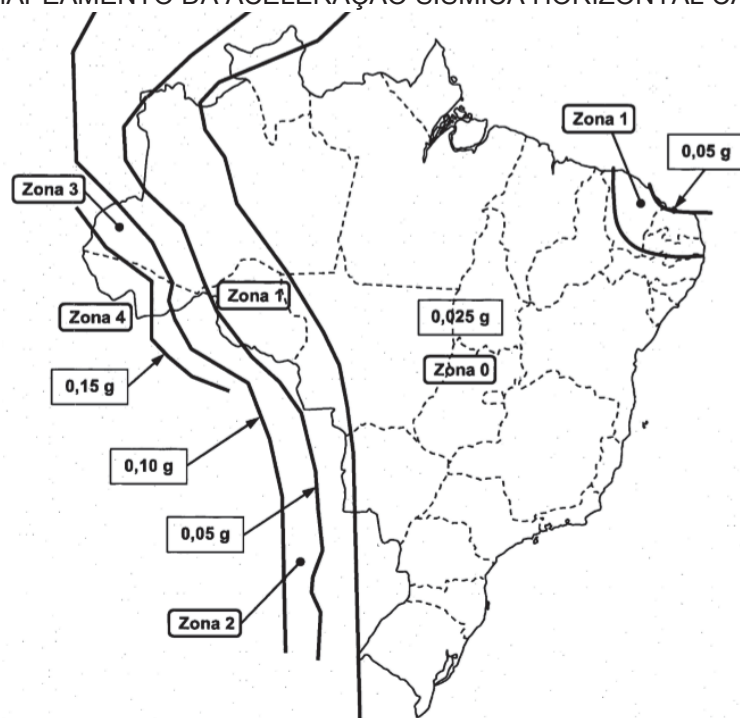
De acordo com Christian e Baecher (2002), nas distribuições não bem conhecidas encontradas na engenharia civil é prática comum usar distribuições uniformes, triangulares ou beta. Desta forma, adotou-se a distribuição triangular para esta variável por ter sido a mesma utilizada por Souza e Marques Filho (2020) e García *et al.* (2012).

4.4.4 Ação Sísmica

Abalos sísmicos devem ser considerados no cálculo de barragens. A Eletrobrás recomenda considerar na avaliação os esforços inerciais mínimos de 0,05g na direção horizontal e de 0,03g na direção vertical (ELETROBRÁS, 2003). Porém, não estipula qual o tempo de retorno deste sismo.

Visto que para a Simulação de Monte-Carlo é necessário definir uma frequência para o sismo foi consultada a NBR 15421:2006 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimentos. Em conformidade com a FIGURA 21, na região em que está implantada a UHE Santa Clara, deve-se considerar uma aceleração sísmica horizontal de 0,025g, que é metade da intensidade indicada pela Eletrobrás. Desta forma adotou-se uma aceleração sísmica vertical de 0,015g.

FIGURA 21 – MAPEAMENTO DA ACELERAÇÃO SÍSMICA HORIZONTAL CARACTERÍSTICA

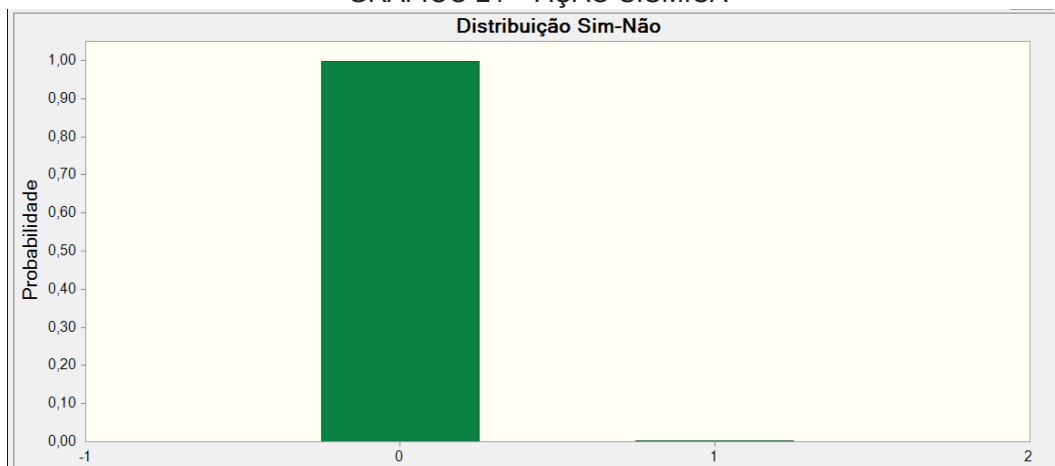


FONTE: ABNT, (2006)

As acelerações sísmicas indicadas na NBR 15421:2006 têm 10% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos (ABNT, 2006), ou uma probabilidade de 0,210%.

O GRÁFICO 21 ilustra a distribuição de probabilidade adotada para a aceleração sísmica. O valor zero (0), no eixo das abcissas, corresponde à não atuação de sismos, considerado em 99,79% das simulações, já o valor um (1) corresponde a ocorrência de sismos, considerado em 0,21% das simulações.

GRÁFICO 21 – AÇÃO SÍSMICA



FONTE: O autor (2019)

4.5 ESTABILIDADE

O cálculo da estabilidade foi realizado de acordo com os critérios estabelecidos pela Eletrobrás, por meio da EQUAÇÃO 11. A única mudança realizada foi a remoção dos fatores de redução da resistência do atrito e coesão, conforme a EQUAÇÃO 53. Desta forma, sempre que o FSD for inferior a 1 a estabilidade da barragem não é atendida para a combinação de variáveis geradas.

$$FSD = \frac{\sum N \times \tan \varphi + c \times A}{\sum T} \geq 1 \quad (53)$$

onde:

FSD = fator de segurança ao deslizamento;

c = parâmetros de coesão, em kPa;

φ = parâmetros de ângulo de atrito, em graus;

A = área da superfície de contato, em m²;

$\sum N$ = somatório de forças normais à superfície de deslizamento, em kN;

$\sum T$ = somatório das forças paralelas à superfície de deslizamento, em kN.

Foi avaliada a probabilidade de falha de cada um dos tempos de retorno, da série até 1997 e da série atualizada até 2018, através de simulações utilizando o método do Monte Carlo e as curvas de distribuição de probabilidade para cada parâmetro.

Os dados obtidos nas simulações de probabilidade de falha foram confrontados verificando-se os impactos que a atualização da série hidrológica teve na probabilidade de falha por deslizamento da barragem.

4.6 SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO

Para aplicação do método, o *software Crystal Ball* em conjunto com o *software Excel* foram utilizados para realizar as simulações.

Na FIGURA 22 é ilustrada a planilha utilizada nas simulações. As células preenchidas com a cor verde limão tiveram os seus valores gerados, ao longo da simulação, de acordo com as distribuições de probabilidade definidas para os parâmetros. Já na célula preenchidas com a cor cian é apresentado o resultado do cálculo do Fator de Segurança ao Deslizamento (FDS).

FIGURA 22 – PLANILHA UTILIZADA NAS SIMULAÇÕES

			Função	Média	Desvio Padrão	Mínimo	Máximo
FSD	2,81						
ΣNi	34916						
Øi	45			tg(45°)	0,20 tg(45°)	tg(25°)	tg(65°)
tg(Øi)	1,00		NORMAL	1,00	0,20	0,47	2,14
Ci	400		LOG-NORMAL	400	225	0,00	1000
Ai	49,77						
ΣTi	19489						
γ CCV	24,00		NORMAL	24,00	0,40	21,00	26,00
γ CCR	25,50		NORMAL	25,50	0,40	21,00	26,00
γ H2O	10			-	-	-	-
kv	0,000	0,00	SIM-NÃO	0,015	0,0021		
kh	0,000			0,025	0,0021		
NAM	806,26						
NAJ	745,19						
CRISTA	805,00						
BASE	743,80						
Edren.	0,667		Triangular	0,667	-	0	1

FONTE: O autor (2019).

Ao fim da simulação é gerada uma planilha conforme a FIGURA 23. A primeira coluna identifica o número da simulação realizada, na segunda consta o resultado do FDS para cada uma das simulações e as 6 colunas da direita contêm os valores gerados para as variáveis em cada uma das simulações.

FIGURA 23 – EXEMPLO DE PLANILHA DE RESULTADOS OBTIDOS

Valores de avaliação	FSD	Ci	Edren.	SISM	tg(Øi)	γ CCR	γ CCV
36067	0,88	65,05	0,216	0,00	0,48	25,26	23,74
801341	0,91	72,09	0,352	0,00	0,47	25,00	24,18
217778	0,92	59,37	0,434	0,00	0,47	25,36	24,58
187686	0,92	76,12	0,033	0,00	0,52	25,70	23,81
376424	0,94	66,78	0,400	0,00	0,49	24,88	24,85
570410	0,94	113,45	0,062	0,00	0,47	25,16	24,60
168456	0,94	79,46	0,285	0,00	0,47	25,80	24,34
18793	0,96	55,00	0,492	0,00	0,49	25,28	24,11
417763	0,98	86,41	0,248	0,00	0,49	25,76	23,91
280515	0,99	111,32	0,222	0,00	0,48	25,03	23,27
2420	0,99	67,68	0,232	0,00	0,53	25,84	24,39
426268	0,99	93,90	0,244	0,00	0,49	25,45	24,62
780846	0,99	76,79	0,434	0,00	0,48	25,70	23,86
6071	1,00	65,73	0,273	0,00	0,56	24,96	23,98
185806	1,00	102,45	0,330	0,00	0,48	25,03	23,52
614310	1,00	54,51	0,512	0,00	0,52	25,07	25,13
198	1,01	96,41	0,401	0,00	0,47	25,55	23,19
401010	1,01	60,23	0,165	0,00	0,60	25,13	23,48

FONTE: O autor (2019).

Ordenando as simulações em ordem crescente de FDS é possível contar o número de simulações em que o FSD foi inferior a 1, ou seja, as simulações em que a estabilidade não foi atendida.

A estimativa da probabilidade de falha para a condição que está sendo simulada é dada pela EQUAÇÃO 54;

$$Pf = \frac{nf}{N} \quad (54)$$

onde:

Pf = Probabilidade de falha;

nf = número de falhas;

N= número de simulações;

Desta forma foi calculada a probabilidade de falha da série do projeto básico e da atualizada até o ano de 2018.

5 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados de todas as simulações realizadas são apresentados sob forma de dois quadros e um gráfico. No QUADRO 11 estão elencados os resultados obtidos com base na série de vazões disponível até o ano de 1997.

QUADRO 11 – RESULTADOS PARA A SÉRIE ATÉ 1997

Nº de Simulações	TR (vazão)	Vazão afluente	NA Montante	NA Jusante	Nº de Falhas	Pf	TR (falha)
	(anos)	(m³/s)	(msnm)	(msnm)			(anos)
1.000.000	2	675	806,26	745,19	13	1,3E-05	76923
1.000.000	5	1239	806,85	746,00	23	2,3E-05	43478
1.000.000	10	1663	807,22	746,58	33	3,3E-05	30303
1.000.000	20	2088	807,56	747,12	41	4,1E-05	24390
1.000.000	25	2225	807,66	747,29	50	5,0E-05	20000
1.000.000	50	2649	807,97	747,79	60	6,0E-05	16667
1.000.000	100	3076	808,26	748,25	79	7,9E-05	12658
1.000.000	500	4062	808,87	749,23	121	1,2E-04	8264
1.000.000	1.000	4486	809,11	749,61	142	1,4E-04	7042
1.000.000	10.000	6869	810,34	751,63	289	2,9E-04	3460

FONTE: O autor (2019).

Observa-se que com o aumento da vazão afluente ocorre uma elevação dos níveis de água, e, conseqüentemente, um aumento na probabilidade de falha da barragem. Os resultados da série de vazões atualizadas estão listados no QUADRO 12.

QUADRO 12 – RESULTADO DA SÉRIE ATUALIZADA ATÉ 2018

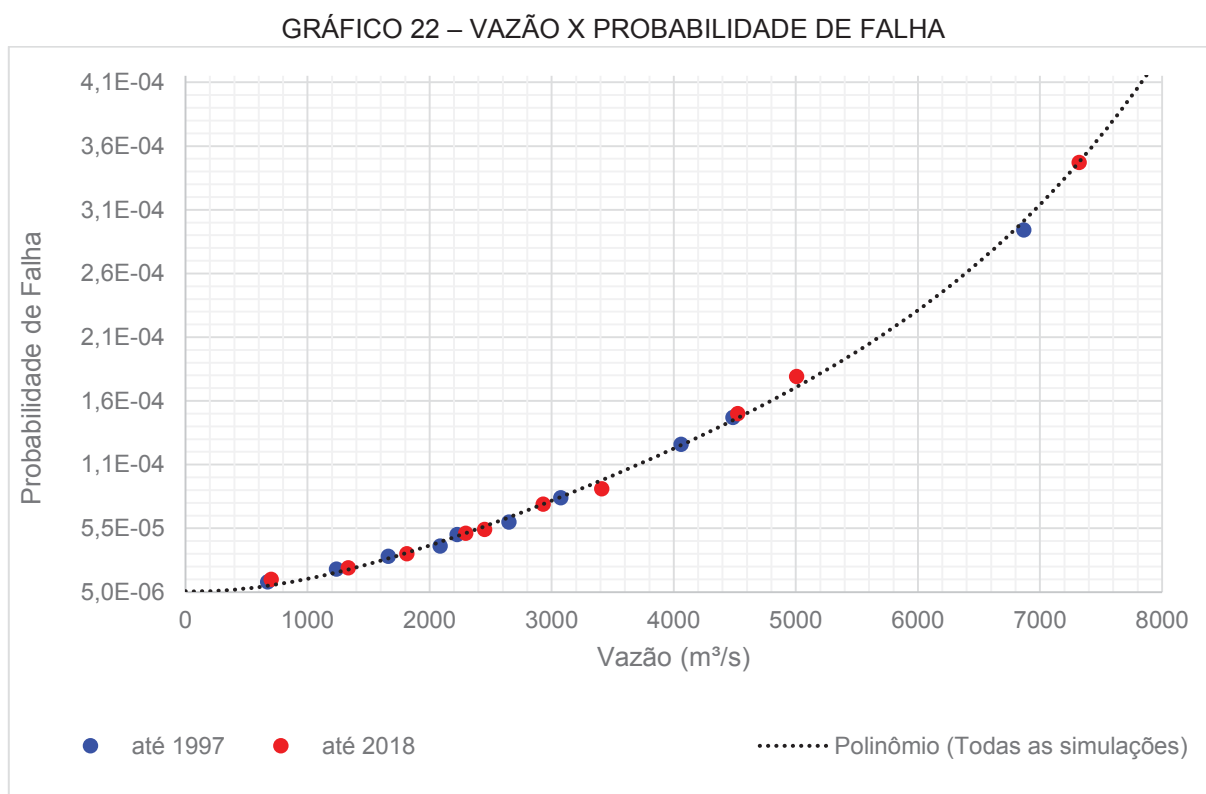
Nº de Simulações	TR (vazão)	Vazão afluente	NA Montante	NA Jusante	Nº de Falhas	Pf	TR (falha)
	(anos)	(m³/s)	(msnm)	(msnm)			(anos)
1.000.000	2	701	806,29	745,23	15	1,5E-05	66667
1.000.000	5	1335	806,94	746,14	24	2,4E-05	41667
1.000.000	10	1815	807,35	746,78	35	3,5E-05	28571
1.000.000	20	2296	807,72	747,37	51	5,1E-05	19608
1.000.000	25	2451	807,83	747,56	54	5,4E-05	18519
1.000.000	50	2930	808,16	748,10	74	7,4E-05	13514
1.000.000	100	3409	808,47	748,60	86	8,6E-05	11628
1.000.000	500	4524	809,13	749,64	145	1,5E-04	6873
1.000.000	1.000	5006	809,40	750,05	174	1,7E-04	5747
1.000.000	10.000	7321	810,55	752,06	342	3,4E-04	2924

FONTE: O autor (2019).

Comparando-se a probabilidade de falha para os mesmos tempos das duas séries hidrológicas é possível observar que houve um aumento na probabilidade de falha, para um mesmo tempo de retorno, com a atualização da série hidrológica.

5.1 VAZÃO X PROBABILIDADE DE FALHA

Os resultados do QUADRO 11 e QUADRO 12 foram plotados no GRÁFICO 22 correlacionando os dados de vazão com a probabilidade de falha.



FONTE: O autor (2019).

Analisando o GRÁFICO 22, nota-se o impacto que o aumento na vazão afluente tem na probabilidade de falha por deslizamento da barragem analisada. Também é possível, por meio do GRÁFICO 22, validar as simulações realizadas, visto que nenhuma apresentou valores discrepantes e que todos seguiram uma mesma tendência. Em vermelho estão plotados os pontos das TR da série atualizada até 2018 e em azul os pontos das vazões da série com os dados até 1997.

Por mais que os tempos de retorno tenham vazões distintas, ao analisar as vazões em relação à sua probabilidade de falha foi possível constatar que apresentaram uma clara tendência de aumento da probabilidade de falha com o

aumento das vazões. Além disso, quanto maior a vazão, maior foi o incremento na probabilidade de falha.

A partir dos resultados obtidos e plotados no GRÁFICO 22, foi estabelecido um polinômio do quarto grau, conforme a EQUAÇÃO 55.

$$Pf = A4 \cdot Q_{afl}^4 + A3 \cdot Q_{afl}^3 + A2 \cdot Q_{afl}^2 + A1 \cdot Q_{afl}^1 + A0 \quad (55)$$

onde:

Pf = Probabilidade de falha;

Q_{afl} = Vazão afluente;

A4, A3, A2, A1, A0 = Coeficientes;

Os coeficientes da EQUAÇÃO 55 estão listados no QUADRO 13.

QUADRO 13 – COEFICIENTES DO POLINÔMIO VAZÃO X PROBABILIDADE DE FALHA

R ²	0,99931
A0	2,325841787374550E-05
A1	-2,611358784304000E-08
A2	2,410724477000000E-11
A3	-3,981850000000000E-15
A4	2,700000000000000E-19

FONTE: O autor (2019).

Como o polinômio gerado obteve um valor de R-quadrado maior que 0,99 e teve um bom ajuste, conforme ilustrado no GRÁFICO 22, considera-se que a equação representa adequadamente a relação entre vazão e probabilidade de falha.

Por meio da equação obtida é possível analisar a probabilidade de falha para todas as vazões afluentes, desde que estejam dentro do intervalo de vazões mínimas e máximas simuladas, de 675m³/s até 7321m³/s, respectivamente.

A EQUAÇÃO 55 foi utilizada para calcular as probabilidades de falha das vazões do Projeto Básico e das vazões atualizada. Tal procedimento foi adotado para se obter um resultado mais claro e evitar que o resultado de uma simulação que destoasse muito das demais, afetasse a interpretação dos resultados.

Desta forma a probabilidade de falha para todos os tempos de retorno foi recalculada com base no polinômio gerado para as duas séries de vazões e em cima destes resultados foi verificado a variação de probabilidade entre as duas séries.

TABELA 34 – PROBABILIDADE DE FALHA DOS TEMPOS DE RETORNO

UHE Santa Clara 3900 km ²			
TR (anos)	PROJETO BÁSICO	SÉRIE ATUALIZADA	Variação da probabilidade de falha em relação à série do Projeto Básico
	SÉRIE DISPONÍVEIS EM 1997	SÉRIE ATUALIZADAS ATÉ 2018	
	Probabilidade de Falha	Probabilidade de Falha	
2	1,54E-05	1,55E-05	+ 0,3%
5	2,10E-05	2,28E-05	+ 8,5%
10	3,03E-05	3,44E-05	+ 13,7%
20	4,27E-05	4,97E-05	+ 16,4%
25	4,72E-05	5,52E-05	+ 16,8%
50	6,25E-05	7,34E-05	+ 17,4%
100	7,93E-05	9,31E-05	+ 17,4%
500	1,22E-04	1,43E-04	+ 17,6%
1000	1,41E-04	1,67E-04	+ 18,1%
10000	2,92E-04	3,37E-04	+ 15,6%

FONTE: O autor (2019)

É possível concluir que a probabilidade de falha teve um incremento considerável principalmente para os tempos de retorno mais altos.

Na TABELA 35, foram sumarizadas as variações na vazão de projeto e comparadas com as variações na probabilidade de falha da barragem. Na coluna índice foi realizada a divisão do aumento na probabilidade de falha pelo respectivo aumento na vazão, estabelecendo uma relação entre a variação de vazão e probabilidade de falha.

TABELA 35 – VARIAÇÃO DA VAZÃO E DA PROBABILIDADE DE FALHA

UHE Santa Clara 3900 km ²			
TR (anos)	Variação da vazão de projeto em relação à série do Projeto Básico	Variação da probabilidade de falha em relação à série do Projeto Básico	Índice
2	+ 3,9%	+ 0,3%	0,08
5	+ 7,8%	+ 8,5%	1,09
10	+ 9,1%	+ 13,7%	1,50
20	+ 10,0%	+ 16,4%	1,64
25	+ 10,1%	+ 16,8%	1,65
50	+ 10,6%	+ 17,4%	1,65
100	+ 10,9%	+ 17,4%	1,61
500	+ 11,4%	+ 17,6%	1,54
1000	+ 11,6%	+ 18,1%	1,56
10000	+ 6,6%	+ 15,6%	2,37

FONTE: O autor (2019)

Nota-se que o aumento nas vazões dos Tempos de Retorno teve um impacto percentual ainda maior no aumento da probabilidade de falha, como é o caso da vazão decamilenar em que um aumento de 6,6% na vazão aumentou a probabilidade de falha em 15,6%.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho fez um estudo puramente acadêmico do vertedouro da UHE Santa Clara, de modo a verificar a sensibilidade da variação da probabilidade de falha ao deslizamento quando do aumento das vazões de projeto geradas por sua atualização. Está claro que as probabilidades obtidas estão na ordem de grandeza dos valores levantados e recomendados pelo ICOLD, ou seja, inferiores a 1×10^{-4} (ICOLD, 2014) e que desta forma o risco do empreendimento está de acordo com o que a literatura recomenda.

A metodologia utilizou dados da literatura, e outras pesquisas devem considerar as condições locais de cada aproveitamento hidráulico.

O presente trabalho apresentou um estudo de caso e a partir dos resultados apresentados elenca-se as seguintes conclusões:

- a) Ao atualizar os estudos hidrológicos, foi possível notar que a série obtida por meio da análise local correspondeu a maiores aumentos nas vazões que a série obtida por meio da análise regional.
- b) Os estudos hidrológicos do projeto básico utilizaram os dados coletados entre os anos de 1960 até 1997, totalizando 37 anos de observações. Ao acrescentar 21 anos às observações existentes, incluindo os dados coletados até o ano de 2018, obteve-se um aumento na vazão decamilenar de 11,9% utilizando a análise local e de 6,6% pela análise regional, ressaltando a importância da atualização dos estudos hidrológicos.
- c) A UHE Santa Clara, inaugurada em 2005, mesmo tendo estudos hidrológicos mais recentes, teve um aumento considerável na vazão de projeto com a atualização dos estudos. Isso reforça a necessidade de que os estudos hidrológicos, sejam atualizados periodicamente.
- d) As primeiras réguas linimétricas começaram a ser instaladas no Paraná a partir de 1930. Já as primeiras UHE's instaladas na bacia do rio Iguaçu foram: Salto Osório, Foz do Areia e Salto Santiago, inauguradas em 1975, 1977 e 1980, respectivamente. Consequentemente, os estudos hidrológicos realizados tinham uma amostra menor para tirar conclusões sobre o comportamento das vazões máximas, do que a que está disponível atualmente. Logo, a atualização hidrológica pode trazer benefícios à análise estatística ao incorporar elementos à amostra analisada.

- e) A lâmina d'água na ogiva do vertedouro, durante a passagem da cheia decamilar, passou de 5,35m para 5,56m. Ou seja, ao atualizar os estudos hidrológicos, teve-se um aumento de 3,9% na lâmina d'água, indicando que os impactos no perfil devido ao aumento da carga de projeto são pequenos e que o vertedouro tem capacidade de descarregar vazões maiores das que as que foram previstas no projeto básico.
- f) O método probabilístico, aplicado na análise de estabilidade ao escorregamento da barragem apresentou vantagens em relação ao método determinístico por considerar o desvio padrão das variáveis, levando em consideração as incertezas presentes nos parâmetros e por fornecer a probabilidade de falha.
- g) A atualização da cheia de projeto implicou em um aumento da probabilidade de falha da barragem. Para o tempo de retorno de 1.000 anos o aumento foi de 18,1% e para o de 10.000 anos o aumento foi de 15,6%. Mesmo se tratando de tratando de probabilidades muito pequenas, a magnitude do aumento foi considerável, visto que ocorreu em um intervalo de 21 anos, considerando apenas variáveis hidrológicas.

O estudo de caso evidenciou a importância da revisão dos estudos hidrológicos das usinas existentes. O desenvolvimento de leis e normas para regulamentar a elaboração de estudos hidrológicos atualizados e avaliar se a capacidade do vertedouro e estabilidade da barragem das usinas existentes continuam adequadas trará benefícios para a sociedade e meio técnico, pela quantificação de um risco que pode estar sendo desconsiderado.

6.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir dos resultados obtidos e limitações deste estudo sugere-se como temas de análises futuras:

- a) Verificar o aumento nas vazões de projeto de outros aproveitamentos hidrelétricos e bacias com a atualização das suas séries de vazões.
- b) Avaliar os impactos da atualização da cheia de projeto nos critérios de estabilidade por tombamento e tensões na fundação.
- c) Desenvolver soluções que possam ser implementadas em barragens existentes para aumentar a sua capacidade de descarga.

- d) Analisar a influência que a mudança no uso e ocupação do solo de determinada bacia hidrográfica teve ao longo do tempo na relação entre precipitação e escoamento superficial.

REFERÊNCIAS

- ABNT. NBR 15421:2006 - Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos. Rio de Janeiro, 2006.
- ABNT. NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ABNT. NBR ISO 31000 Gestão de riscos - Diretrizes. Rio de Janeiro, p. 17, 2018.
- AKAN, A. O. **Hydraulic structures**. 1. ed. Oxford: Elsevier Ltd., 2006.
- ALVES, R. **Órgãos federais se unem para atuação conjunta em segurança de barragens**. 2019. Disponível em: <<https://www.ana.gov.br/noticias/orgaos-federais-se-unem-para-atuacao-conjunta-em-seguranca-de-barragens>>. Acesso em: 1 fev. 2020.
- ANA. **Resolução n.º742, de 17 de outubro de 2011**. Brasília: ANA, 2011.
- ANA. **Relatório de Segurança de Barragens 2011**. Brasília: ANA, 2013.
- ANA. **Relatório de segurança de Barragens 2015**. Brasília: ANA, 2016. a.
- ANA. **Resolução nº 132, de 22 de fevereiro de 2016**. Brasília: ANA, 2016. b.
- ANA. **Diretrizes para a Elaboração do Plano de Operação, Manutenção e Instrumentação de Barragens**. Brasília: ANA, 2016. c.
- ANA. **Resolução nº 236, de 30 de janeiro de 2017**. Brasília: ANA, 2017.
- ANA. **Agência Nacional de Águas - Hidroweb**. 2019. Disponível em: <<https://www.snirh.gov.br/hidroweb/>>. Acesso em: 31 ago. 2019.
- ANCOLD. **Guidelines on Dam Safety Management**. Hobart: Australian National Committee on Large Dams, 2003.
- ANDERÁOS, A.; ARAUJO, L. M. N.; NUNES, C. M. Classificação De Barragem Quanto à Categoria de Risco e ao Dano Potencial Associado - Um Exercício. **Anais do XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos**, Bento Gonçalves, p. 1–8, 2013.
- ANEEL. **Resolução Normativa nº 696, de 15 de dezembro de 2015**. Brasília: ANEEL, 2015.
- ANEEL. **Relatório de Classificação das Barragens - Ciclo 2019**. Brasília, 2020.
- ANGELOTTI, W. F. D. et al. Uma abordagem simplificada do método Monte Carlo Quântico: da solução de integrais ao problema da distribuição eletrônica. **Química Nova**, São Paulo, v. 31, n. 2, p. 433–444, 2008.
- ANM. **Perguntas e Respostas sobre Barragens de Mineração e o caso de Brumadinho**. 2019. Disponível em:

<<http://www.anm.gov.br/assuntos/barragens/perguntas-e-respostas-sobre-barragens-de-mineracao-e-o-caso-de-brumadinho>>. Acesso em: 1 fev. 2020.

AOKI, N. Dogma do Fator de Segurança. **Seminário Engenharia Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE VI**, São Paulo, p. 1–22, 2008.

ASCE. **Guidelines for Instrumentation and Measurements for Monitoring Dam Performance**. Reston: American Society of Civil Engineers, 2000.

ASCE. **The New Orleans Hurricane Protection system : What Went Wrong and Why**. Reston: American Society of Civil Engineers, 2007.

ATALLAH, T. A. **A review on dams and breach parameters estimation**. 2002. 110 f. Dissertação (Master of Science on Hydrosystem Engineering) Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, 2002.

AZEVEDO NETTO, J. M. **Manual De Hidraulica**. 8. ed. São Paulo: Edgard Blücher LTDA, 1998.

BANCO MUNDIAL. **Serviços analítico e consultivos em segurança de barragem: manual de políticas e práticas de segurança em barragens**. Brasília: World Bank, 2012.

BOWLES, D. S. et al. Understanding and managing the risks of aging dams: principles and case studies. **Nineteenth USCOLD Annual Meeting and Lecture**, Atlanta, 1999.

BOWLES, D. S. Dam Safety Risk Management For Hydroelectric Projects. **International Conference on Hydropower Projects**, Porto, 2010.

BRASIL. **Lei 12.334 de 20 de setembro de 2010**. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens. **Diário Oficial da União**, Brasília, 2010.

CALDEIRA, L. M. M. S. **Análises de riscos em geotecnia: Aplicação a barragens de aterro**. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2008.

CALDEIRA, L.; NEVES, E. M. Das. Segurança de barragens. **Revista Brasileira de Engenharia de Barragens**, Rio de Janeiro, p. 45–51, 2014.

CASTRO, L. A. De. **Análise Da Segurança No Projeto De Estruturas : Método Dos Estados Limites**. 1997. 119 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estrutura) Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

CAVALCANTI, D. L. O.; REIS, L. F. R. Maximum Design Flow Estimates for Large Basins Using the Local Frequency Analysis (LFA) and the Most Probable Maximum Hydrograph (MPMH) Methods – a Critical Analysis. **Water Resources Management**, Dordrecht, v. 31, n. 1, p. 127–141, 2017.

CENAD. Orientações para apoio à elaboração de Planos de Contingência Municipais para barragens. Brasília, p. 33, 2016.

CFBR. **Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids**. Le Bourget-du-Lac: Comité Français des Barrages et Réservoirs, 2012.

CHANSON, H. **The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction**. 2. ed. Oxford: Butterworth-Heinemann, 2004.

CHENG, S.-T. Statistics on Dam Failures. In: YEN, B. C.; TUNG, Y.-K. (Eds.). **Reliability and Uncertainty Analyses in Hydraulic Design**. New York: American Society of Civil Engineers, 1993. p. 95–105.

CHRISTIAN, J. T.; BAECHER, G. B. The point-estimate method with large numbers of variables. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, Chichester, v. 26, n. 15, p. 1515–1529, 2002.

CNRH. **Resolução nº 143, de 10 de julho de 2012**. Estabelece critérios gerais de classificação de barragens. **Diário Oficial da União**, Brasília, 2012.

CNRH. **Resolução nº 178, de 29 de junho de 2016**. Estabelece diretrizes para implementação da Política Nacional de Segurança de Barragens. **Diário Oficial da União**, Brasília, 2016.

COPEL. **Estudo de Impacto Ambiental Usina Hidrelétrica Santa Clara, Rio Jordão, Bacia do Rio Iguaçu Estado do Paraná**. Curitiba, 1999. Relatório técnico.

COPEL; INTERTECHNE. **Relatório de viabilidade técnico - econômica da Usina Hidrelétrica Santa Clara**. Curitiba, 2000. Relatório técnico.

COSTA, J. E. **Floods from Dam Failures**. Denver: U.S Geological Survey, 1985.

DITLEVSEN, O. Structural reliability codes for probabilistic design - A debate paper based on elementary reliability and decision analysis concepts. **Structural Safety**, Amsterdam, v. 19, n. 3, p. 253–270, 1997.

DUNNICLIFF, J. **Geotechnical instrumentation for monitoring field performance**. New York: A Wiley-Interscience, 1988.

ELEJOR. **Aspectos da Construção do Complexo Energético**. 2019. Disponível em: <<https://www.elejor.com.br/fotos/aspectos-da-construcao-do-complexo-energetico/#>>. Acesso em: 1 fev. 2020.

ELETROBRÁS. **Diretrizes para estudos e projetos de pequenas centrais hidrelétricas**. Rio de Janeiro: Centrais Elétricas Brasileiras S.A., 2000.

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. Rio de Janeiro: Centrais Elétricas Brasileiras S.A., 2003.

ENVIRONMENT AGENCY. **Guide to risk assessment for reservoir safety management. Volume 1: Guide**. Bristol: Environment Agency, 2013. a. v. 1

ENVIRONMENT AGENCY. **Guide to risk assessment for reservoir safety management. Volume 2: Methodology and supporting information**. Bristol: Environment Agency, 2013. b. v. 2

EPE. **Resenha Energética Brasileira - Resultados de 2018**. Brasília: Empresa de Pesquisa Energética, 2019.

FEMA. **Federal Guidelines for Inundation Mapping of Flood Risks Associated with Dam Incidents and Failures - FEMA P-946**, Federal Emergency Management Agency, 2013.

FEMA. **Federal guidelines for Dam Safety Risk Management**, Federal Emergency Management Agency, 2015.

FERC. Risk Management. In: **Risk-Informed Decision Making Guidelines**. Washington: Federal Energy Regulatory Commission, 2016.

FERNANDES, C. A. B. A. **Gerenciamento de Riscos em Projetos: como usar o Microsoft Excel para realizar a simulação de Monte Carlo**. 2005. Disponível em: <http://www.pucrs.br/ciencias/viali/especializa/mia_ima_fafis/material/ead/artigos/MonteCarloExcel.pdf>. Acesso em: 31 ago. 2019.

FERRANTE, F.; BENSI, M.; MITMAN, J. **Uncertainty analysis for large dam failure frequencies based on historical data**, U.S. Nuclear Regulatory Commission, 2012. Disponível em: <<https://www.nrc.gov/docs/ML1319/ML13198A170.pdf>>. Acesso em: 1 fev. 2020.

FLORES, E. A. F. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo**. 2008. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

FUSARO, T. C. et al. Estruturação do Manual de Monitoramento como Ferramenta para a Segurança de Barragens. **Revista Brasileira de Engenharia de Barragens. Comitê Brasileiro de Barragens.**, Rio de Janeiro, 2017.

GARCÍA, L. A. et al. Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gravity dams in the context of risk analysis. **Structural Safety**, Valencia, v. 36–37, p. 1–13, 2012.

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GOMES, A. da S. et al. Grupo de Trabalho de Análise de Riscos em Barragens: 1º Relatório de Progresso. . 2005, p. 58.

GRAHAM, W. J. A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure. **Sedimentation & River Hydraulics**, Denver, n. September, p. 43, 1999.

HANSEN, J. B. The philosophy of foundation design: design criteria, safety factors and settlement limits. **Proceedings of the Symposium on Bearing Capacity & Settlement of Foundations**, Duke University, North Carolina, p. 9–13, 1965.

HARTFORD, D. N. D.; BAECHER, G. B. **Risk and Uncertainty in Dam Safety**. London: Thomas Telford Ltd, 2004.

HIRABAYASHI, Y. et al. Global flood risk under climate change. **Nature Climate Change**, London, v. 3, n. 9, p. 816–821, 2013.

HOSKING, J. R. M.; WALLIS, J. R. **Regional Frequency Analysis: An approach based on L-moments**. New York: Cambridge University Press, 1997.

IBAMA. **Impactos ambientais decorrentes do desastre envolvendo o rompimento da barragem de Fundão, em Mariana, Minas Gerais**. Brasília: Ibama, 2015.

ICOLD. **Dam-Break Flood Analysis. Review and recommendations - Bulletin 111**. Paris: ICOLD, 1998.

ICOLD. **Constitution**. Paris: ICOLD, 2011.

ICOLD. **Integrated flood risk management - Bulletin 156**. Paris: ICOLD, 2014.

ICOLD. **Registro Mundial de Barragens**. 2019. Disponível em: <https://www.icold-cigb.org/GB/world_register/general_synthesis.asp>. Acesso em: 31 ago. 2019.

JCSS. **Probabilistic Model Code - Part 2: Load Models**. Zurich: Joint Committee on Structural Safety, 2001. Disponível em: <<https://www.jcss-lc.org/jcss-probabilistic-model-code/>>. Acesso em: 1 fev. 2020.

JOHANSSON, F. **Stability analysis of large structures founded on rock: an introductory study**. 2005. 190 f. Dissertação (Licentiate Thesis in Soil and Rock Mechanics) Royal Institute of Technology, Stockholm, 2005.

JOIA, L. A. et al. **Gerenciamento de Riscos em Projetos**. 3. ed. Rio de Janeiro: FGV, 2013.

KROESE, D. P.; RUBINSTEIN, R. Y. Monte Carlo methods. **Wiley Interdisciplinary Reviews: Computational Statistics**, New York, v. 4, n. 1, p. 48–58, 2012.

KROESE, D. P.; TAIMRE, T.; BOTEV, Z. I. **Handbook of Monte Carlo Methods**. Hoboken: John Wiley & Sons, 2011.

KUPERMAN, S. C. et al. Análise De Risco E Metodologia De Tomada De Decisões Para Barragens: Evolução Do Sistema Empregado Pela Sabesp. In: **XXIV Seminário Nacional de Grandes Barragens**. Fortaleza: CBDB, 2001. v. 02p. 535–548.

LAURIANO, A. W. Estudo de ruptura da barragem de Funil: comparação entre os modelos Fldwav e Hec-Ras. Belo Horizonte, p. 251, 2009.

LIMA, J. W. M. **Efeitos das mudanças climáticas na geração de energia elétrica**. São Paulo: AES Tietê, 2014.

LUO, Y. et al. Review of dam-break research of earth-rock dam combining with dam safety management. **Procedia Engineering**, Oxford, v. 28, n. 2011, p. 382–388, 2012.

MAKARON, P. M. **Análise de Viabilidade de Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétrica: Pontos Críticos de Sucesso a partir de Estudos de Caso no Estado de Santa Catarina**. 2012. 140 f. Dissertação (Mestrado em Energia) Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

MATSUMURA, E.; THIAGO FERREIRA. **Mudanças Climáticas e Desdobramentos**

sobre os Estudos de Planejamento Energético : Considerações Iniciais. Rio de Janeiro, p. 22, 2018.

MELO, A. V.; FUSARO, T. C. Avaliação de métodos de análise de riscos aplicados a barragens. In: **XXX Seminário Nacional De Grandes Barragens**. Foz do Iguaçu: CBDB, 2015.

MI. **Manual de Segurança e Inspeção de Barragens**. Brasília: Ministério da Integração Nacional, 2002.

MIN, S. K. et al. Human contribution to more-intense precipitation extremes. **Nature**, London, v. 470, n. 7334, p. 378–381, 2011.

MINEROPAR. **ATLAS GEOLÓGICO DO ESTADO DO PARANÁ**. Curitiba: MINERAIS DO PARANÁ S/A, 2001.

MORRIS, M. et al. Reservoir safety risk assessment – a new guide. In: **17th Biennial Conference**. Leeds: The British Dam Society, 2012. p. 12.

MOTTA, L. A. D. C.; MALITE, M. Análise Da Segurança No Projeto De Estruturas : Método Dos Estados Limites. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 20, p. 1–32, 2002.

NAGHETTINI, M.; PINTO, É. J. de A. **Hidrologia Estatística**. Belo Horizonte: CPRM-Serviço Geológico do Brasil, 2007.

NIEBLE, C. M.; GGUIDICINI, G. Vinte anos de ensaios de mecânica de rochas aplicada às fundações de barragens, no Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo. In: **VII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS**. Rio de Janeiro: CBDB, 1971. p. 10.

NVE. **Retningslinjer for betongdammer**. Oslo: Norwegian Water Resources and Energy Directorate, 2005.

NZSOLD. **Dam Safety Guidelines**. 1. ed. Wellington: The New Zealand Society on Large Dams, 2015.

OLIVEIRA, L. F. P.; MUSSI, J. M. P.; ANDRIOLO, F. R. Controle da Compactação Durante a Construção das Barragens de CCR de Jordão e Salto Caxias. In: **III Seminário Nacional de Concreto Compactado com Rolo**. Foz do Iguaçu: CBDB, 1998.

PALL, P. et al. Anthropogenic greenhouse gas contribution to flood risk in England and Wales in autumn 2000. **Nature**, London, v. 470, n. 7334, p. 382–385, 2011.

PARANÁ. **Finalização do plano da bacia do Rio Jordão**. 3. ed. Curitiba: Instituto das Águas do Paraná, 2017.

PENNA, D. C. R.; ARAGÃO, G. A. S.; FUSARO, T. C. Complementariedade entre o monitoramento e análises de risco na gestão da segurança de barragens. In: **XXX Seminário Nacional De Grandes Barragens**. Foz do Iguaçu: CBDB, 2015. p. 1–14.

PEREIRA, G. M. **Projetos de USINAS HIDRELÉTRICAS**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

PERINI, D. S. **Estudo dos processos envolvidos na análise de riscos de barragens de terra**. 2009. 128 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

PIRES, K. O. et al. Análise de confiabilidade de barragem de concreto construída. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 12, n. 3, p. 551–564, 2019.

PMI. **Um Guia do Conhecimento em Gerenciamento de Projetos (Guia PMBOK)**. 6. ed. Pennsylvania: Project Management Institute, Inc., 2017.

RIVAS, R. S. Z.; ZAPZALKA, A. S. A importância da revisão periódica de frequência de vazões máximas para barragens existentes. Estudo de Caso: UHE Salto Curucaca. In: **XXXI Seminário Nacional de Grandes Barragens**. Belo Horizonte: CBDB, 2017.

SCHREIBER, G. P. **Usinas Hidrelétricas**. São Paulo: Edgard Blücher, 1977.

SILVEIRA, J. F. A.; MANTESE, A. C.; MELEGARI, L. F. P. Experiência na operação de limpeza de drenos de fundações em três barragens de CCRCCR. In: **XXXI Seminário Nacional de Grandes Barragens**. Belo Horizonte: CBDB, 2017.

SOUZA, L. R. A. **Avaliação da influência das Características do maciço rochoso de fudação sobre a probabilidade de falha por deslizamento de estruturas de concreto de usinas hidrelétricas**. 2017. 179 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

SOUZA, L. R. A.; MARQUES FILHO, J. Application of Probabilistic Method to Evaluate the Rock Mass Foundation Influence over the Probability of Failure by Sliding of Hydraulics Structures: Case Study of Baixo Iguaçu HPP Spillway. **Geotechnical and Geological Engineering**, Cham, v. 38, n. 1, p. 47–60, 2020.

STEINER, A. A.; FILL, H. D. Estimativa do Hidrograma Instantâneo e da Vazão Máxima de Enchentes a Partir de Vazões Médias Diárias. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 8, n. 3, p. 17–26, 2003.

TUCCI, C. E. M. **Gestão de Águas Pluviais Urbanas**, Ministério das Cidades – Global Water Partnership – Wolrd Bank – Unesco, 2005.

TUCCI, C. E. M. **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. 4. ed. Porto Alegre: ABRH/Editora da UFRGS, 2007.

USACE. **Engineering and design introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering**. Washington: U.S. Army Corps of Engineers, 1997.

USACE. **Roller-compacted concrete**. Washington: U.S. Army Corps of Engineers, 2000.

USACE. **Stability Analysis of Concrete Structures**. Washington: U.S. Army Corps

of Engineers, 2005.

USACE; WATERWAYS EXPERIMENT STATION. **Hydraulic Design Criteria. Volume 1.** Vicksburg: U.S. Army Corps of Engineers, 1977.

USBR. **Teton Basin Project History.** Denver: Bureau of Reclamation, 1996.

USBR. **Dam Safety Public Protection Guidelines. A Risk Framework to Support Dam Safety Decision-Making.** Denver: Bureau of Reclamation, 2011.

USBR, U. S. B. of R. **Design of Small Dams.** 3. ed. Denver: Bureau of Reclamation, 1987.

USSD. **Development of a Dam Safety Instrumentation Program.** Denver: U. S. Society on Dams, 2013.

WARSAWSKI, S. **Estimativa de Vazões Extremas - Estudo de Caso: Rio Bengala - Região Serrana/RJ.** 2013. 162 f. Dissertação (Mestrado em Ciências e Engenharia Civil) Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

WESTBERG, M. **Reliability-based assessment of concrete dam stability.** 2010. 179 f. Tese (Doctoral Thesis. Structural Engineering) Lund University, Lund, 2010.

WHO. **Investing in Water & Sanitation: Increasing access, reducing inequalities.** UN-Water Global Analysis and Assessment of Sanitation and Drinking-Water GLAAS 2014. Geneva, 2014.

APÊNDICE 1 – VAZÕES MÁXIMAS ANUAIS DOS POSTOS FLUVIOMÉTRICOS SELECIONADOS

Posto:	SALTO CURUCACA JUSANTE	SALTO CURUCACA	FAZENDA TAGUÁ	SANTA CLARA
Código:	65815050	65815000	65815100	65825000
Rio:	RIO JORDÃO	RIO JORDÃO	RIO JORDÃO	RIO JORDÃO
Área:	2220	2220	2190	3930
ANO				
1950				504,20
1951				476,90
1952				574,00
1953				508,10
1954				1074,50
1955				1009,00
1956				535,40
1957				1389,00
1958				457,40
1959				437,90
1960		273,6		615,00
1961		200,0		488,60
1962		194,3		473,00
1963		234,5		461,30
1964		252,2		449,60
1965		298,4		782,80
1966		273,6		512,00
1967		143,4		322,60
1968		105,0		163,80
1969		176,2		395,00
1970		309,1		625,80
1971		264,8		711,90
1972		358,4		724,80
1973		345,0		707,80
1974		162,3		476,90
1975		286,7		746,80
1976		225,3		469,10
1977		114,9		251,80
1978		222,3		523,70
1979		345,0	394,3	871,00
1980		283,5	295	649,80
1981		219,4	206,7	418,40
1982		875,0	554,2	1126,50
1983		2113,3	1400*máx régua	3084,60
1984			427,5	782,80
1985			231,8	418,40
1986			217,1	449,60
1987			842,4	1449,00

Posto:	SALTO CURUCACA JUSANTE	SALTO CURUCACA	FAZENDA TAGUÁ	SANTA CLARA
Código:	65815050	65815000	65815100	65825000
Rio:	RIO JORDÃO	RIO JORDÃO	RIO JORDÃO	RIO JORDÃO
Área:	2220	2220	2190	3930
ANO				
1988			478,2	666,60
1989	464,4		427,5	860,20
1990	336		299,5	662,40
1991	318,4		298	607,80
1992	1446,8		1280	2547,00
1993	647,5		583,45	941,20
1994	232,6		231,8	625,80
1995	737,5		703,8	1184,20
1996	360,8		337	645,60
1997	524,4		491,8	871,00
1998	1086,4		924,8	1404,00
1999	356,2		302,5	811,30
2000	589,2			995,80
2001	325			629,40
2002	296,4			607,80
2003	230,4			500,30
2004	294,2			535,40
2005	399,9			675,00
2006	166,4			
2007	529,2			
2008	404,5			
2009	418,3			
2010	543,6			
2011	785			
2012	613,2			
2013	925,2			
2014	717,5			
2015				
2016				
2017				
2018				

FONTE: adaptado de ANA (2019).

**APÊNDICE 2 – VAZÕES OBTIDAS PELA COPEL E POR ESTA DISSERTAÇÃO
PARA DIFERENTES TEMPOS DE RETORNO NO EIXO DA UHE SANTA CLARA
PARA A SÉRIES DE VAZÕES DISPONÍVEIS EM 1997**

UHE Santa Clara 3900 km ²			
TR (anos)	COPEL	DISSERTAÇÃO	Variação percentual entre os dados obtidos pela Copel e por esta dissertação
	Máximas instantâneas	Máximas instantâneas	
	m ³ /s	m ³ /s	
2	674	675	0,2%
5	1248	1239	-0,8%
10	1684	1663	-1,2%
20	2119	2088	-1,5%
25	2258	2225	-1,5%
50	2695	2649	-1,7%
100	3129	3076	-1,7%
500	4139	4062	-1,9%
1000	4574	4486	-1,9%
10000	6831	6869	+0,6%

FONTE: adaptado de COPEL, INTERTECHNE (2000).

Como a diferença entre os dois estudos foi de menos de 2%, considerou-se válidos os valores obtidos nesta dissertação. Uma diferença entre os valores obtidos era esperada, pois na época da realização do projeto básico alguns dos dados utilizados pela Copel ainda não estavam consistidos.

**ANEXO 1 – ESTAÇÕES FLUVIOMÉTRICAS UTILIZADAS NA ANÁLISE
REGIONAL DE VAZÕES MÁXIMAS**

N	Código (ANEEL)	Estação	Rio	Área de drenagem (km ²)	Período de dados utilizado	Nº de anos de observação utilizado	Declividade média (m/km)
01	64440000	Santa Cruz	Tibagi	1340	(1937/1967)	31	3,69
02	64460000	Bom Jardim	Capivari	722	(1942/1996)	51	4,58
03	64620000	Rio dos Patos	dos Patos	1086	(1931/1997)	67	4,04
04	64625000	Tereza Cristina	Ivaí	3572	(1957/1997)	41	2,97
05	64645000	Porto Espanhol	Ivaí	8600	(1965/1997)	33	1,30
06	64652000	Porto Monteiro	Alonso	2620	(1974/1997)	24	3,01
07	64775000	Balsa do Cantu	Cantu	2513	(1967/1997)	31	3,65
08	65365000	Porto Vitória	Espingarda	165	(1946/1996)	51	8,94
09	65370000	Jangada	Jangada	1055	(1946/1997)	52	4,25
10	65415000	Fazenda Maracanã Mad.	Palmital	323	(1946/1997)	52	7,64
11	65764000	Gavazzoni/B. do Pinhalzinho	Areia	1010	(1963/1997)	35	4,04
12	65810000	Guarapuava	Jordão	731	(1937/1967)	31	3,53
13	65811000	Ponte do Pinhão	Jordão	1040	(1974/1997)	24	3,80
14	65815000	Salto Curucaca / Fazenda Taguá	Jordão	2200	(1960/1997)	37	2,81
15	65825000	Santa Clara	Jordão	3913	(1950/1997)	48	2,60
16	65826800	Foz do Jordão	Jordão	4750	(1977/1996)	20	2,98
17	65855000	Usina Cavernoso	Cavernoso	1500	(1952/1997)	42	4,77

FONTE: adaptado de COPEL, INTERTECHNE (2000).

ANEXO 2 – ENSAIOS DE CISALHAMENTO “IN SITU” EM MATERIAIS BASÁLTICOS

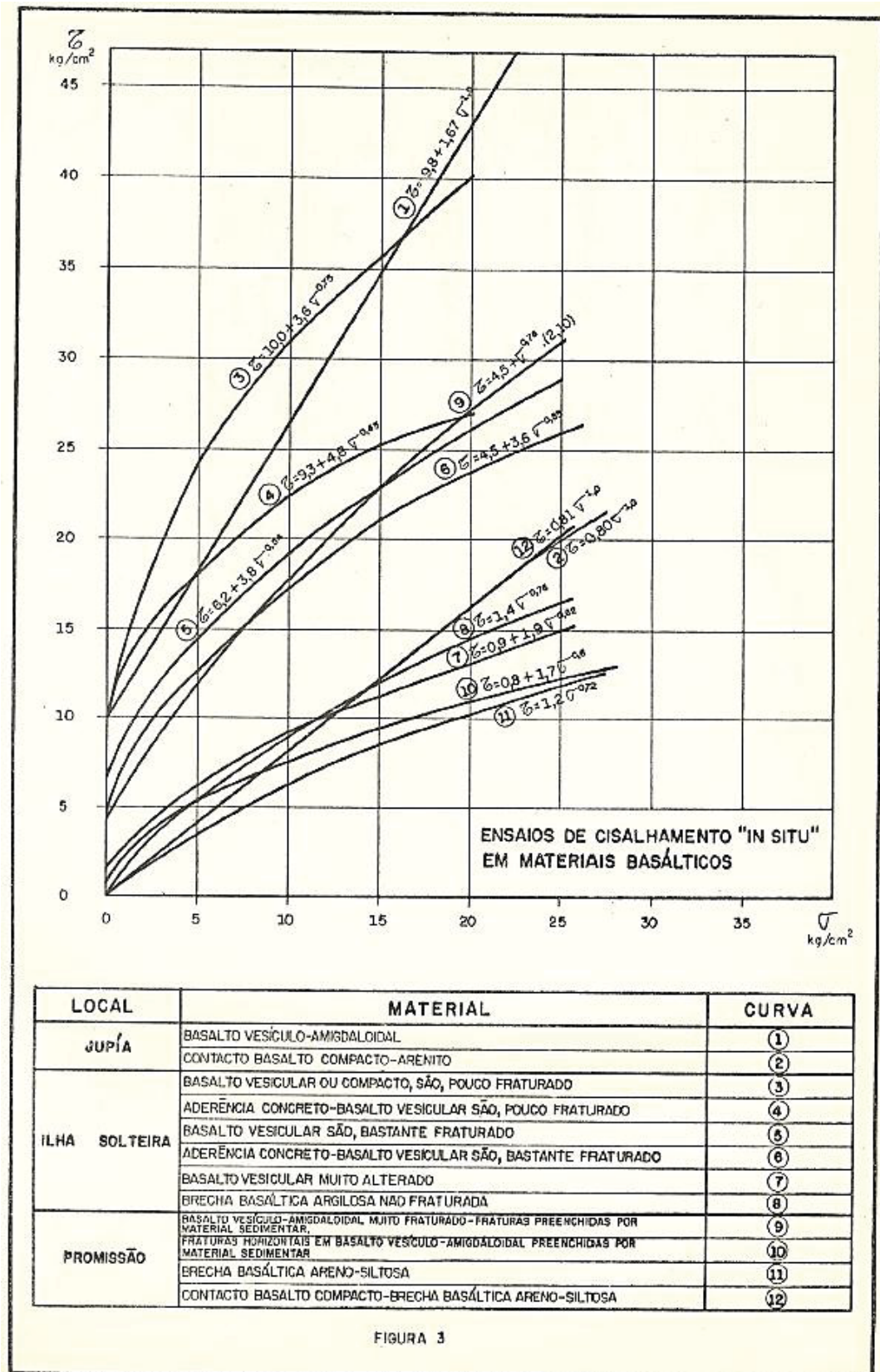


FIGURA 3

FONTE: NIEBLE; GGUIDICINI, (1971)